

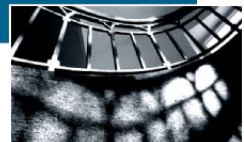
Diplomarbeit

Setzungsprognose eines auf Kippenboden gebauten Verkehrsdammes

Bearbeiter

Katja Mentzel

**Bauhaus - Universität
Weimar**



Bauhaus-Universität Weimar · Fakultät Bauingenieurwesen · Professur Grundbau

Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt, Dipl.-Ing. Robert-Balthasar Wudtke, Dipl.-Ing. S. Fritsche

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen
Professur Grundbau

Aufgabenstellung zur Diplomarbeit

für cand. Ing. Katja Mentzel

Matrikelnummer: 10300

Reg.-Nr.: BD / 2007 / 21

Thema: Setzungsprognose eines auf Kippenboden gebauten Verkehrsdammes

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. K.J. Witt
 Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

Zweitprüfer: Dipl.-Ing. R.-B. Wudtke
 Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau
 Dipl.-Ing. S. Fritsche
 ARCADIS, Leipzig

Arbeitsbeginn: 15. September 2007

Abgabetermin: 14. März 2008

Weimar, den 15. Oktober 2007

Prof. Dr.-Ing. habil. Könke
Vorsitzender des Prüfungsausschusses

Thema

Beim Bau von Verkehrsdämmen sind genaue Informationen über die Setzungen und deren zeitlichen Verlauf von entscheidender Bedeutung für einen optimierten Bauablauf und die konstruktive Gestaltung des Straßenunter- und -oberbaus. Die zu erwartenden Setzungen werden durch die Belastung infolge der Eigenlast des Dammes, die Steifigkeiten von Dammbaumaterial und Untergrund und die vorhandenen hydrologischen Verhältnisse bestimmt.

Aufgabe ist es, für einen auf Kippenboden gebauten Verkehrsdamm anhand analytischer und numerischer Ansätze unter Berücksichtigung des Bauablaufes die bisher eingetretenen Setzungen des Erdbaus rechnerisch nachzuvollziehen und eine Aussage über die bei bzw. nach der Herstellung des Straßenoberbaus noch zu erwartenden Setzungen zu geben. Die analytische Setzungsprognose ist mit den gemessenen Setzungen zu vergleichen und kritisch zu bewerten. Das Modell ist auf diese Weise zu kalibrieren, die verwendeten Stoffgesetze zu verifizieren.

Im Einzelnen sind die folgenden Teilaufgaben zu bearbeiten:

- Feststellung der Planungs- bzw. Bestandssituation des Erdbaus (geologische und hydraulische Verhältnisse, Querschnittdefinition)
- Zusammenstellung relevanter Theorien zur analytischen Ermittlung des Setzungsverlaufes, Prognose der Setzungen auf Grundlage der konventioneller Verfahren
- Berechnung der Dammsituation im Programm PLAXIS (Modellbildung, Definition und Begründung relevanter Materialmodelle und Parameter, Auswertung der Ergebnisse)
- Auswertung der Ergebnisse im Hinblick auf bisher eingetretene und noch zu erwartende Setzungen, kritische Beurteilung der Ergebnisse
- Bewertung des für die Setzungsprognose verwendeten Modells und der verwendeten Parameter
- Diskussion von Maßnahmen zur Beschleunigung bzw. Reduzierung der Setzungen

Die Arbeit ist in enger Abstimmung mit den Betreuern durchzuführen. Nach einer Bearbeitungszeit von ca. 1 Woche ist ein Arbeitsplan vorzulegen, der fortzuschreiben ist. Es sind 3 Pflichtkonsultationen mit Bericht über die Ergebnisse und den Arbeitsfortschritt vorgesehen. Für das Diplomverfahren gilt die Prüfungsordnung der Fakultät Bauingenieurwesen. An der Professur Grundbau sind 2 Exemplare (physisch auf Papier als auch digital auf CD-ROM oder DVD) der Arbeit sowie eine internetfähige digitale Kurzfassung (im html- oder pdf-Format) abzugeben. Angaben zur Literatur, Schwerpunkten und zur formalen Ausführung erteilen die Betreuer.

**Mein besonderer Dank gilt all jenen, die mir dieses Studium
ermöglichten, die mich währenddessen begleitet und aufgebaut,
unterstützt und bestärkt haben.**

Für René

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	charakteristische Zeit-Setzungskurve aus dem Oedometerversuch [18].....	4
Abbildung 2:	Spannungs-Zusammendrückungslinien eines Bodens (Plattendruckversuch: Annäherung an vertikale Tangente, Oedometerversuch: Annäherung an horizontale Tangente) [7].....	6
Abbildung 3:	Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm aus [23].....	7
Abbildung 4:	Darstellung des Kompressions- und Schwellbeiwertes aus dem Spannungs-Porenzahlendiagramm aus [24].....	9
Abbildung 5:	Setzungsmulde unter Trapezlast	11
Abbildung 6:	Dammgeometrie des Schnittes 1	20
Abbildung 7:	Dammgeometrie des Schnittes 2.....	21
Abbildung 8:	Dammgeometrie des Schnittes 3.....	22
Abbildung 9:	Dammgeometrie des Schnittes 4.....	23
Abbildung 10:	Dammgeometrie des Schnittes 5.....	24
Abbildung 11:	durchschnittliche Dammeigensetzung während und nach dem Dammaufbau.....	26
Abbildung 12:	Zeit-Setzungslinien der Messungen während des Baus (Setzungsplatten)	29
Abbildung 13:	Setzung in Abhängigkeit von der Aufbauhöhe (Dammhöhe).....	29
Abbildung 14:	Zeit-Setzungslinie während Bauzeit für Schnitt 1	30
Abbildung 15:	Zeit-Setzungslinie während Bauzeit (Schnitt 2).....	31
Abbildung 16:	durchschnittliche Zeit-Setzungslinie (Dammachse)	33
Abbildung 17:	durchschnittliche Setzungsgeschwindigkeit (Dammachse)	33
Abbildung 18:	Setzungsverläufe der Messungen in der Liegezeit für den Verlauf der Dammachse	34

Abbildung 19:	Zeit-Setzungslinie für die Dammachse des Messprofils 13.....	35
Abbildung 20:	Setzungsgeschwindigkeit für das Messprofil 13.....	36
Abbildung 21:	Zeit-Setzungslinie Schnitt 1 für die Liegezeit nach dem Dammaufbau.....	37
Abbildung 22:	Querschnitt MP 1 mit Setzungsverlauf in [cm] aus Messungen mit dargestellten Punkten.....	37
Abbildung 23:	Zeit-Setzungslinie Schnitt 2 für die Liegezeit	38
Abbildung 24:	Querschnitt MP 4 mit Setzungsverlauf in [cm] für Schnitt 2.....	39
Abbildung 25:	Zeit-Setzungslinie für Schnitt 3	40
Abbildung 26:	Querschnitt MP 10 mit Setzungsverlauf für Schnitt 3.....	40
Abbildung 27:	Zeit-Setzungslinie Schnitt 4 für die Liegezeit	41
Abbildung 28:	Querschnitt MP 20 mit Setzungsverlauf für Schnitt 4.....	42
Abbildung 29:	Zeit-Setzungslinie für Schnitt 5.....	43
Abbildung 30:	Querschnitt MP 26 mit Setzungsverlauf für Schnitt 5.....	43
Abbildung 31:	Zeit-Setzungslinie für den Schnitt 1 (Dammachse, Setzung der Fehlzeit als Gerade angenommen)	45
Abbildung 32:	Zeit-Setzungslinie für den Schnitt 1 (Dammachse, Setzung der Fehlzeit interpoliert)	46
Abbildung 33:	Zeitsetzungs-Belastungslinien	47
Abbildung 34:	Geometrische Angaben zur Anwendung der Trapezformel aus [7] ($\sigma_z = \sigma_b$).	54
Abbildung 35:	Eigensetzung von Dämmen in Abhängigkeit der Dammhöhe und der Qualität aus [25]	60
Abbildung 36:	vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 1	63
Abbildung 37:	vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 2.....	64

Abbildung 38:	vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 3	65
Abbildung 39:	vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 4	66
Abbildung 40:	vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 5	67
Abbildung 41:	Bruchkegel des MC-Modells aus [Materials Manual]	73
Abbildung 42:	Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des HS-Modells aus [32]	74
Abbildung 43:	Darstellung des HS-Modells aus [32].....	76
Abbildung 44:	Baugrundmodell FEM Schnitt 1	79
Abbildung 45:	Baugrundmodell FEM Schnitt 2	80
Abbildung 46:	Baugrundmodell FEM Schnitt 3	80
Abbildung 47:	Baugrundmodell FEM Schnitt 4	81
Abbildung 48:	Baugrundmodell FEM Schnitt 5	81
Abbildung 49:	Steifemodulansätze für MC	82
Abbildung 50:	Berechnungsergebnisse FEM und Vergleich mit gemessenen Werten am Schnitt 1	83
Abbildung 51:	Berechnungsergebnisse FEM und Vergleich mit gemessenen Werten am Schnitt 2	83
Abbildung 52:	Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 3	84
Abbildung 53:	Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 4	84
Abbildung 54:	Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 5	85
Abbildung 55:	Ergebnis der Verformungsberechnung im Soft-Soil-Modell an Schnitt 1	86
Abbildung 56:	schematische Darstellung des Vorbelastungsverfahrens aus [20]	89

Abbildung 57:	Prinzip des Überbelastungsverfahrens aus [20].....	91
Abbildung 58:	Verfahren der Verdichtungsinjektion (1: Einbau des Injektionsrohres; 2: Verdichtungsinjektion; 3: Schrittweise Verdichtung durch Primär- und Sekundärraster) aus [35]	95
Abbildung 59:	schematischer Aufbau eines Tiefenrüttlers für die Rütteldruckverdichtung (links) [36].....	97
Abbildung 60:	Absenktrichter um den Tiefenrüttler (rechts) aus [36]	97
Abbildung 61:	Dynamische Intensivverdichtung mit Fallplatten aus [40].....	98
Abbildung 62:	auftretende Spannungen bei einer ummantelten Sandsäule aus [24]	101
Abbildung 63:	Möglichkeit des Einbaus von EPS-Hartschaumplatten in einem Verkehrsdamm aus [20]	104
Abbildung 64:	Baugrundverbesserungsmaß n bei unendlichem Säulenraster nach PRIEBE (1976) aus [28]	105
Abbildung 65:	Bodenaustausch durch Verdrängen mit statischer Auflast und Sprenghilfe [14].....	109

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Baugrundparameter Kippenboden.....	16
Tabelle 2:	Baugrundparameter Gewachsenes (dem Baugrundgutachten entnommen) .	17
Tabelle 3:	Baugrundparameter Dammbaumaterial.....	17
Tabelle 4:	Pegelstände in der Übersicht	19
Tabelle 5:	Lage der Setzungsplatten (Station und Bereich)	27
Tabelle 6:	Gemessene Gesamtsetzung in [cm] aus Setzungsplatten und Setzungsmonitoring.....	46
Tabelle 7:	extrapolierte Endsetzung aus Messungen und Vergleich mit tatsächlichen Werten	48
Tabelle 8:	Korrekturbeiwerte für die Setzungsberechnung nach DIN 4019	51
Tabelle 9:	Korrekturbeiwerte für die Setzungsberechnung nach Skempton/Bjerrum aus [21].....	51
Tabelle 10:	Bodenparameter zur Setzungsberechnung für Modell Schnitt 1	62
Tabelle 11:	Bodenparameter für Modell Schnitt 2	64
Tabelle 12:	Bodenparameter für Modell Schnitt 3	65
Tabelle 13:	Bodenparameter für Modell Schnitt 4	66
Tabelle 14:	Bodenparameter für Modell Schnitt 5	67
Tabelle 15:	Darstellung der berechneten Setzungsanteile [cm] und berechnete Gesamtsetzung aus Addition aller Anteile	68
Tabelle 16:	berechnete Setzungen der Dammkrone in der Dammachse im Vergleich mit den gemessenen Setzungen zum Ende der Liegezeit.....	68
Tabelle 17:	Ergebnisse der berechneten Setzungen nach Umrechnung mit Korrekturbeiwert $\kappa = 0,7$ und Vergleich mit Messwerten	69

Tabelle 18:	Kalibrierungssetzungen zur Rückrechnung der analytischen Ergebnisse	70
Tabelle 19:	geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 1	70
Tabelle 20:	geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 2	71
Tabelle 21:	geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 3	71
Tabelle 22:	geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 4	71
Tabelle 23:	geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 5	71
Tabelle 24:	Bodenparametergrundlage für alle Berechnungen (für Auffüllung und Asche nur im MC)	78
Tabelle 25:	Parametergrundlage HS.....	79
Tabelle 26:	Parametergrundlage SS.....	79
Tabelle 27:	Ergebnisse der Setzungsberechnung für die Dammachse zum Ende der Liegezeit in [cm] und Vergleich mit gemessenen und analytisch ermittelten Werten	82
Tabelle 28:	Dammeigensetzungen aus FEM ($s_{ED,FEM}$) und aus Abschätzungen (s_{ED}).....	85
Tabelle 29:	Setzungseinflusstiefen in der Gegenüberstellung in [m]	86
Tabelle 30:	Vertikaldrän – Typen aus [14].....	100
Tabelle 31:	Übersicht über die Bodenverbesserungsmaßnahmen aus [24]	110

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

α_1, α_2	Winkel der Trapezformel
a	Faktor der Beziehung zwischen Steifemodul und Spitzendruck
a, b	Konstanten verschiedener Formeln
A, B	Trapezmaße (Trapezformel)
β	Steigung der Expolationsgeraden
b	Breite der Gründungsfläche
c, c'	Kohäsion, wirksame Kohäsion
c_u	undränirte Kohäsion
C_c	Kompressionsbeiwert
C_s	Schwellbeiwert
C_v	Konsolidationsbeiwert
DAF	Dammaufstandsfläche
ε	Dehnung
e	Porenzahl
e_0	Anfangsporenzahl
E	Elastizitätsmodul
E_{50}, E_{50}^{ref}	Tangentenmodul im HS-Modell, Bezugsmodul
E_i	Initialmodul (HS-Modell)
E_m	mittlerer Zusammendrückungsmodul
E_s, E_{si}	Steifemodul, schichtabhängiger Steifemodul
E_{oed}, E_{oed}^{ref}	Oedometermodul, Bezugsmodul
E_{ur}, E_{ur}^{ref}	elastische Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit, Bezugsmodul
E_v	Verformungsmodul
f	Setzungsbeiwert
φ	Reibungswinkel
G	Kies
γ	Wichte des feuchten Bodens
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_D	Wichte des Dammmaterials
γ_w	Wichte des Wassers
Δh	Höhendifferenz
$h(t)$	zeitabhängige Höhe
h	Dammhöhe
HS	Hardening-Soil
i	Spannungseinflussbeiwert

κ	Korrekturbeiwert
κ^*	Parameteransatz im SS-Modell
k_f	Durchlässigkeit
λ^*	Parameteransatz im SS-Modell
m	bodenabhängige Größe
MC	Mohr-Coulomb
ν	Querdehnzahl
ν_{ur}	Querdehnzahl im Ent- und Wiederbelastungszustand
$p(t)$	Belastung zum Zeitpunkt t
p_{max}	maximale Belastung
p_{ref}	Bezugsspannung
q_a	Grenzsapnnung der hyperbolischen Beziehung
q_f	Mohr-Coulomb'sche Bruchspannung
q_s	Spitzendruck aus Drucksondierungen
R_f	Reduktionsfaktor
ρ_s	Kornrohichte
ρ_d	Trockenrohichte
s_L	Lastsetzung
$s_{L,rück}$	lastabhängige Setzung zur Rückrechnung
s_{ED}	Eigensetzung des Dammes
s_{EK}	Eigensetzung der Kippe
s_{EG}	Sättigungssackung
s_{Gesamt}	errechnete Gesamtsetzung
s_{gem}	gemessene Setzung
$s_{gem,mod}$	gemessene, modifizierte Setzung
s_{∞}	extrapolierte Endsetzung
S	Sand
SS	Soft-Soil
σ_0	mittlere Bodenpressung
σ_0'	wirksame Sohlnormalspannung
σ_1, σ_3	Triaxialspannungen
σ_b	Spannungen infolge Bauwerkslast
$\sigma_{\bar{u}}$	Überlagerungsspannung
σ_z	Zusatzspannung
$\sigma_{z,mi}$	mittlere Zusatzspannung
σ_t	Zugfestigkeit
t_s	Grenztiefe

T	Ton
ξ	dimensionsloser Parameter, bezogene Belastung
U	Schluff
u	Porenwasserdruck
u_0	Porenwasserdruck zum Zeitpunkt $t = 0$
Δz_i	Schichtdicke

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung – Problemstellung	1
2	Verformungen im Baugrund	3
2.1	Allgemeine Erläuterungen	3
2.1.1	Der Begriff der Verformung	3
2.1.2	Setzungsanteile	3
2.1.3	Kenngößen für die Verformbarkeit	5
2.2	Setzungsverhalten von Verkehrsdämmen auf Tagebaubaukippen.....	9
2.2.1	Verformungen des Dammes	9
2.2.2	Setzungsverhalten von Tagebaukippen	10
2.2.3	Setzungsmulde eines Dammes auf wenig tragfähigem Baugrund.....	11
3	Vorstellung des Projektes – Standortrecherche.....	13
3.1	Baugrund- und Verformungseigenschaften	14
3.1.1	Baugrund Kippe	14
3.1.2	Baugrund Gewachsenes	16
3.1.3	Damm	17
3.2	Hydrogeologie.....	17
3.3	Auswahl und Beschreibung der Berechnungsschnitte.....	19
4	Auswertung der Setzungsmessungen	25
4.1	Setzung der Kippe vor Baubeginn und Kippeneigensetzung.....	25
4.2	Setzungsplatten zur Setzungsmessung während des Dammaufbaus	27
4.2.1	Ergebnisse für alle Setzungsplatten	28

4.2.2	Ergebnisse für die Berechnungsschnitte	30
4.3	Setzungsmessung nach Bauende innerhalb der Liegezeit	32
4.3.1	Ergebnisse für alle Messprofile (durchschnittliche Setzung im Verlauf der Dammachse)	32
4.3.2	Ergebnisse für die Berechnungsschnitte	36
4.4	Gesamtsetzung während und nach der Bauausführung für die Berechnungsschnitte	44
4.5	Interpretation der Messwerte – Extrapolation der Endsetzung	46
5	Analytische Setzungsberechnung	49
5.1	Berechnungsgrundlagen für die einzelnen Setzungsanteile	49
5.1.1	Der Lastsetzungsanteil	49
5.1.2	Eigensetzung der Kippe	58
5.1.3	Ermittlung der Sättigungssackung	58
5.1.4	Ermittlung der Eigensetzung des Dammes	59
5.2	Durchführung der Berechnungen und Ergebnisse	61
5.2.1	Berechnungsschnitte und Baugrundmodelle	61
5.2.2	Ergebnisse der analytischen Berechnungen und Gegenüberstellung	68
5.3	Rückrechnung des Steifemoduls	69
6	PLAXIS – Numerische Berechnung	72
6.1	Beschreibung des Berechnungsprogramms PLAXIS	72
6.2	Verwendete Stoffmodelle	73
6.2.1	Das Mohr-Coulomb-Modell (MC)	73
6.2.2	Das Hardening-Soil-Modell (HS) in PLAXIS	74

6.2.3	Das Soft-Soil-Modell (SS) in PLAXIS	76
6.3	Vorbetrachtung	77
6.3.1	Geometrisches Modell	77
6.4	Darstellung der Durchführung der Berechnungen in PLAXIS	78
6.4.1	Bodenparameter und Modellgeometrie	78
6.4.2	Der Steifemodulansatz in der MC-Berechnung	82
6.4.3	Ergebnisse der Verformungsberechnung	82
6.4.4	Ermittlung der Dammeigensetzung	85
6.4.5	Vergleich der ermittelten Einflusstiefen	86
7	Maßnahmen zur Reduzierung bzw. Beschleunigung von Setzungen	88
7.1	Statische Konsolidationsverfahren	89
7.1.1	Vorbelastungsverfahren	89
7.1.2	Überschüttverfahren.....	90
7.1.3	Grundwasserabsenkung	92
7.1.4	Vakuumdränierung.....	93
7.1.5	Elektroosmose	94
7.1.6	Verdichtungsinjektionen	94
7.2	Dynamische Konsolidationsverfahren	96
7.2.1	Oberflächenverdichtung	96
7.2.2	Rütteldruckverdichtung (RDV) mit Tiefenrüttler	96
7.2.3	Dynamische Intensivverdichtung.....	98
7.2.4	Sprenghverdrchtung	99

7.3	Verfahren zur Unterstützung der Konsolidation	100
7.3.1	Vertikaldräns	100
7.3.2	Reibungsfüße und Entwässerungsschlitze	102
7.3.3	Bodenbewehrung	102
7.3.4	Leichtbaustoffe	103
7.4	Verfahren mit Herstellen von Einzelementen	104
7.4.1	Rüttelstopfverdichtung	104
7.4.2	Düsenstrahlverfahren	106
7.5	Bodenersatzverfahren	106
7.5.1	Bodenersatz durch Verdrängen	108
7.6	Zusammenfassung der genannten Verfahren	109
7.7	Empfehlung für die Verwendung von Bodenverbesserungsmaßnahmen auf bindigen Tagebaukippen	111
8	Zusammenfassung und Ausblick	113
9	Literaturverzeichnis	116

Anlage 1 Bestandslageplan

Anlage 2 Höhenplan

Anlage 3 Baugrundparameter aus Gutachten mit statistischer Auswertung

Anlage 3.1 Dichte

Anlage 3.2 Feuchtdichte

Anlage 3.3 Porenzahlen

Anlage 3.4 Sättigungszahlen

Anlage 3.5 Scherparameter

Anlage 3.6 Fließgrenze

Anlage 4 Auswertung der Messungen

Anlage 4.1 Kippeneigensetzung

Anlage 4.2 Setzungsplatten

Anlage 4.3 Setzungen während der Liegezeit

Anlage 4.4.1 Gesamtsetzung mit Setzung der Fehlzeit = 0

Anlage 4.4.2 Gesamtsetzung mit Setzung der Fehlzeit interpoliert

Anlage 4.5 Extrapolation

Anlage 5 Analytische Setzungsberechnung

Anlage 5.1 Berechnungen am Schnitt 1

Anlage 5.2 Berechnungen am Schnitt 2

Anlage 5.3 Berechnungen am Schnitt 3

Anlage 5.4 Berechnungen am Schnitt 4

Anlage 5.5 Berechnungen am Schnitt 5

Anlage 5 FEM-Berechnungen

Anlage 6.1 Auswertung Schnitt 1

Anlage 6.2 Auswertung Schnitt 2

Anlage 6.3 Auswertung Schnitt 3

Anlage 6.4 Auswertung Schnitt 4

Anlage 6.5 Auswertung Schnitt 5

1 Einleitung – Problemstellung

Die Wiedernutzung von durch verkippten Abraum geprägten Flächen ehemaliger Braunkohletagebaue als Bauland hat in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Aufgrund der durch die Verkipptechnologie entstandenen Inhomogenität des Baugrundes, ist mit starken Schwankungen der bodenmechanischen Eigenschaften zu rechnen. Dies macht den Umgang mit solchen Kippenböden schwierig. Dennoch hat es bis zum jetzigen Zeitpunkt einige Projekte gegeben, die die Bebauung von Tagebaukippen beinhaltet haben. Das in dieser Arbeit behandelte Projekt umfasst den Neubau einer Erschließungsstraße, die teilweise über eine Braunkohletagebaukippe führt. Für den Verkehrsdamm, gegründet auf Kippenboden, ist in dieser Arbeit eine Setzungsprognose zu erstellen.

Dazu müssen zunächst vorhandene Daten der Baugrunderkundung und Bauplanung erfasst und ausgewertet werden. Für die Setzungsberechnung relevante Baugrund- und Materialparameter und Maße werden zunächst zusammengefasst. Neben seiner Inhomogenität ist besonders die makroporige Struktur des Baugrundes durch Klumpenbildung entscheidend.

In einem weiteren Schritt werden die Messdaten aus dem Setzungsmonitoring ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Messungen dienen zum einen dem Vergleich mit den durch Berechnung oder Abschätzung ermittelten Setzungen und zum anderen der Kalibrierung oder Rückrechnung der Steifemodule im analytischen Berechnungsteil.

Das Setzungsverhalten von Verkehrsdämmen auf Tagebaukippen ist grundsätzlich durch die große Verformbarkeit des Kippenbaugrundes unter Belastung geprägt. Aber auch die Setzungsanteile aus Eigensetzung der Kippe und des Dammes müssen in die Betrachtungen einbezogen werden. Dazu gibt es Abschätzungen und einfache Formeln auf Basis von Erfahrungswerten. Eine Besonderheit stellen eventuelle Sättigungssackungen des Kippenbodens resultierend aus dem Wiederanstieg des Grundwassers dar. Für diesen Verformungsanteil existiert lediglich ein Abschätzungsansatz aus Erfahrungswerten. Die Addition der einzeln ermittelten Verformungsanteile führt dann zur Setzungsprognose mithilfe konventioneller Verfahren.

Mit dem Programm PLAXIS wird im nächsten Schritt eine numerische Berechnung der Dammsituation in den betrachteten Berechnungsschnitten durchgeführt. Relevante Materialmodelle und die Wahl der Parameter werden beschrieben und begründet. Im Zuge der Bearbeitung kommen das Mohr-Coulomb-Modell, das Hardening-Soil-Modell und das Soft-Soil-Modell zur Anwendung. Die berechneten Setzungen werden miteinander und mit

den gemessenen Setzungen verglichen, um ihre Tauglichkeit für den Sonderfall der Tagebaukippen zu bewerten.

Im Sinne einer Baugrundverbesserung existiert eine Vielzahl an Maßnahmen, die reduzierend oder beschleunigend bezogen auf die Verformungen des Baugrundes wirken. Auf diese Verfahren wird in einem abschließenden Abschnitt näher eingegangen. In einer kritischen Bewertung wird projektspezifisch ihre Tauglichkeit bzw. Anwendbarkeit geprüft.

2 Verformungen im Baugrund

2.1 Allgemeine Erläuterungen

2.1.1 Der Begriff der Verformung

Laut [9] umfasst der Begriff „Verformung“ allgemein die Gestalt- und Volumenänderungen eines Bodens. Als Verformungen bezeichnet man beispielsweise die axiale Stauchung, die durch Zunahme der Druckspannungen aus volumentreuen Gestaltänderungen und/oder Volumenänderungen entsteht, und die Schubverformung, welche eine Gestaltänderung ist, die auf Schubbeanspruchung zurückzuführen ist. Der Begriff der „Setzung“ kann als senkrechte Verschiebung in Richtung der Schwerkraft beschrieben werden kann, die eine Folge von Spannungsänderungen oder Erschütterungen ist. Andere senkrechte Verschiebungen sind zum Beispiel:

- Senkung: Verschiebung in Richtung der Schwerkraft infolge Materialentzug
- Sackung: Verschiebung in Richtung der Schwerkraft infolge lastunabhängiger Umlagerung des Korngerüsts bei starkem Durchnässen des Bodens; verursacht durch den Verlust der scheinbaren Kohäsion
- Erdfall: Durchbruch von ausgespülten oder tiefer liegenden Hohlräumen bis an die Oberfläche (auch Tagesbruch oder Doline genannt)
- Schrumpfen: Verringerung des Bodenvolumens durch Austrocknen (Abnahme des Wassergehaltes, Entwässern)
- Schwellen: Vergrößerung des Bodenvolumens infolge Zunahme des Wassergehalts (auch Quellen genannt)

2.1.2 Setzungsanteile

Senkrechte Verschiebungen im Boden entstehen durch Spannungsänderungen; bei einer Spannungszunahme entstehen Setzungen, bei einer Spannungsabnahme entstehen Hebungen. Die Gesamtsetzung setzt sich im Allgemeinen zusammen aus:

- Sofortsetzung (unverzögliche Setzung, Initialsetzung), bedingt durch Sofortverdichtung und Scherverformungen

- Primärsetzung (zeitabhängige Setzung), Konsolidation
- Sekundärsetzung (Kriechsetzung)

In **Abbildung 1** sieht man eine charakteristische Zeit-Setzungslinie aus einem Oedometerversuch mit der Unterteilung in die verschiedenen Anteile. Laut [6] gilt diese Zeit-Setzungslinie als theoretische Grundlage zur Ermittlung der Setzungsanteile von bindigen, wassergesättigten Böden. In der Realität ist diese Unterteilung der Setzungen nicht so eindeutig möglich, da die Anteile ineinander übergehen. Es kann jedoch als Hilfsmittel zur Abschätzung angewendet werden, indem man grafisch den Schnittpunkt der Tangenten, wie in **Abbildung 1** angegeben, ermittelt.

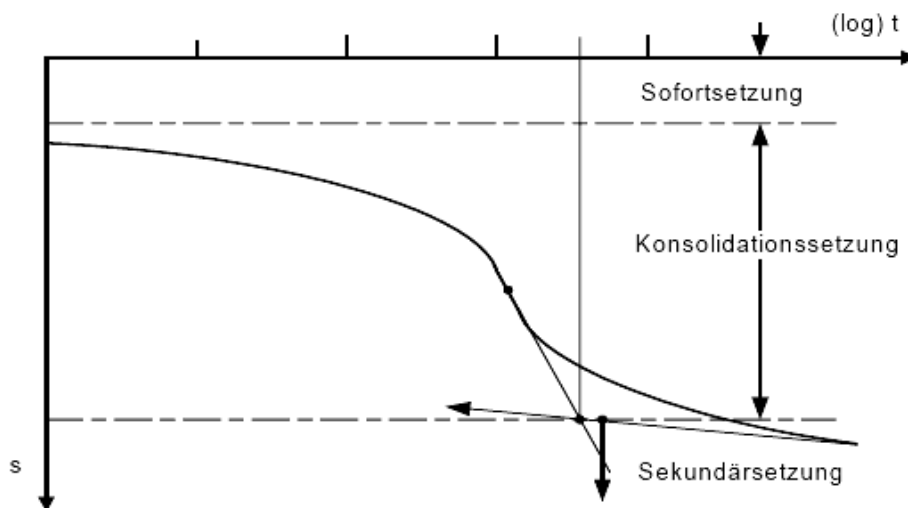


Abbildung 1: charakteristische Zeit-Setzungskurve aus dem Oedometerversuch [18]

Sofortsetzung

Dieser Anteil der Verformung tritt unmittelbar nach Lastaufbringung auf. In rolligen und gut drainierten Böden wird sich die effektive Spannung sofort auf das Korngerüst des Bodens übertragen, da im Boden befindliches Porenwasser oder Luft schnell entweichen kann. Anders verhält es sich in feinkörnigen wassergesättigten Böden. Hier kann das Wasser nicht oder nur sehr langsam entweichen. Deswegen wird die eintretende Spannung zunächst vollständig vom Porenwasser übernommen, wobei das Volumen konstant bleibt. Die Sofortsetzung ist in diesen feinkörnigen wassergesättigten Böden deswegen klein. Für den Kippenboden des in dieser Arbeit behandelten Projektbeispiels gilt dies jedoch nicht, wie

man im Abschnitt 4.4 (Gesamtsetzung während und nach der Bauausführung für die Berechnungsschnitte) sehen kann. Die Setzung während der Bauzeit ist hier als Hauptanteil der Gesamtsetzung anzusehen. Dies ist auf die besondere Makroporenstruktur des aufgeschütteten Bodens zurückzuführen, welche in Abschnitt 3.1.1 näher erläutert wird.

Konsolidation

Dieser Setzungsanteil tritt zeitlich verzögert ein und ist auf das Auspressen des Porenwassers und der Porenluft zurückzuführen. In rolligen, gut drainierten Böden geschieht dies bereits im Sofortsetzungsanteil. Somit ist die Konsolidationssetzung in diesen Böden sehr gering. Bindige, wassergesättigte Böden haben eine geringe Durchlässigkeit. Das Auspressen von Wasser oder Luft und somit die Übertragung der effektiven Spannung auf das Korngerüst nimmt einen langen Zeitraum in Anspruch. Die Konsolidation hat demzufolge bei bindigen Böden einen großen Anteil an der Gesamtsetzung. Die Zusammendrückung ist somit auf eine Verringerung des Porenraumes zurückzuführen. Wie schon im vorhergehenden Abschnitt Sofortsetzung beschrieben, entsteht die Gesamtsetzung im vorliegenden Fallbeispiel aufgrund der Besonderheit des bindigen Kippenbaugrundes jedoch vorrangig aus Sofortsetzung während des Dammaufbaus.

Kriechsetzung

In bindigen Böden kommt es zu Kriechverformungen, wobei die effektive Spannung konstant bleibt. Bei dieser Verformung handelt es sich um viskoses Fließen, welches vor allem in bindigen Böden mit einem großen Anteil an fettem Ton vorkommt. Kriechsetzungen können sich über Jahre oder Jahrzehnte hinziehen.

2.1.3 Kenngrößen für die Verformbarkeit

Zur Einschätzung der Formänderungseigenschaften eines Bodens können verschiedene Materialparameter herangezogen werden. Die am häufigsten verwendeten sind der Steifemodul E_s aus dem Oedometerversuch (nach DIN 18135) und der Verformungsmodul E_v aus dem Plattendruckversuch (nach DIN 18134). Diese Parameter sind material- und spannungsabhängig und können als Tangenten- oder als Sekantenmodul aus den nichtlinearen Verläufen der Spannungs-Zusammendrückungskurven ermittelt werden. Die Unterschiede in den Verläufen der beiden Versuche sind auf die Versuchsrandbedingungen zurückzuführen. Da beim Oedometerversuch mit verhinderter Seitendehnung gearbeitet wird, kann der Boden nicht zum Bruchzustand geführt werden. Die Kurve nähert sich einer

waagerechten Geraden an (siehe **Abbildung 2** und **Abbildung 3**). Anders verläuft die Kurve aus dem Plattendruckversuch. Hier ist die Seitendehnung behindert und so kann der Boden bis zum Bruch belastet werden. Die Spannungs-Zusammendrückungslinie nähert sich einer senkrechten Gerade an. Dieses Ergebnis ist in **Abbildung 2** dargestellt.

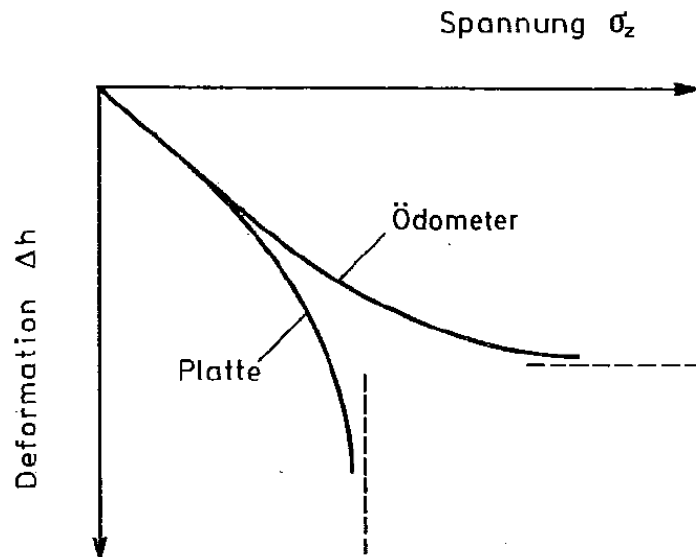


Abbildung 2: Spannungs-Zusammendrückungslinien eines Bodens (Plattendruckversuch: Annäherung an vertikale Tangente, Oedometerversuch: Annäherung an horizontale Tangente) [7]

Der aus dem Oedometerversuch ermittelte Steifemodul E_s wird häufig zur Berechnung von Setzungen von Bauwerken herangezogen. Die Ermittlung aus dem Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm kann als Tangenten- oder als Sekantenmodul erfolgen. Der Tangentenmodul stellt dabei die Steigung der Kurve in einem bestimmten Punkt dar.

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1)$$

Der Sekantenmodul wird als Steigung einer Linie, die zwei Punkte verbindet, ermittelt. Dies wird in **Abbildung 3** verdeutlicht.

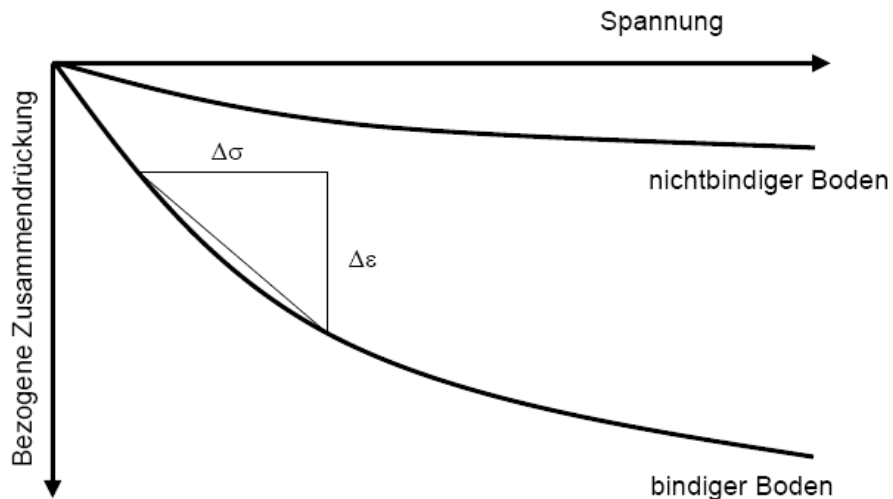


Abbildung 3: Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm aus [23]

Das Diagramm in **Abbildung 3** zeigt den nichtlinearen Verlauf der Spannungs-Zusammendrückungs-Beziehung für bindigen und nichtbindigen Boden. Zur Diskretisierung der Kurve wird der Steifemodul E_s in den gewählten Abständen von $\Delta\sigma$ und $\Delta\epsilon$ als konstant angenommen. Je kleiner die Abstände gewählt werden, umso genauer wird die Diskretisierung, umso umfangreicher jedoch auch die Modellbildung. Der Sekantenmodul ergibt sich dabei zu

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (2)$$

Mit Hilfe der Poissonzahl ν kann zwischen den Moduln E_s und E_v folgender Zusammenhang angegeben werden:

$$E_v = \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu) \cdot (1-\nu^2)} \cdot E_s \quad (3)$$

Neben dem Steifemodul und dem Verformungsmodul können für Verformungsberechnungen auch der Elastizitätsmodul E und der Zusammendrückungsmodul E_m verwendet werden. Der Elastizitätsmodul E kann aus den Ergebnissen eines einaxialen Druckversuches mit unbehinderter Seitendehnung oder aus den Ergebnissen eines dreiaxialen Druckversuches ermittelt werden. Der Zusammendrückungsmodul E_m ist eine rückgerechnete Kenngröße aus gemessenen Setzungsbeobachtungen am bestehenden oder einem vergleichbaren Baugrund.

Die Verformungen während des Oedometerversuchs lassen sich auf die Veränderung des Porenraumes zurückführen. Zur Beschreibung von bindigen Böden ist es aus diesem Grund üblich, die Ergebnisse in einem Spannungs-Porenzahlendiagramm aufzutragen. Zur Ermittlung der Porenzahl wird die bekannte Formel

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (4)$$

verwendet. Dabei ist: $\rho_s \dots$ Korndichte

$\rho_d \dots$ Trockenrohdichte

Bei der logarithmischen Auftragung der Spannung, wie in **Abbildung 4** gewählt, besteht bereichsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Porenzahl und der Spannung. Diesen Bereich kann man durch den Ansatz

$$e_0 - e = C_c \cdot \ln \left(1 + \frac{\Delta \sigma_{zz}}{\Delta \sigma_{zz}(e_0)} \right) \quad \text{also} \quad (5)$$

$$C_c = \frac{e_0 - e}{\ln(\sigma_{zz}(e_0) + \Delta \sigma_{zz}) - \ln(\sigma_{zz}(e_0))} \quad (6)$$

beschreiben. Dabei ist C_c der Kompressionsbeiwert, e_0 und $\sigma_{zz}(e_0)$ sind die Koordinaten, von denen ab die Linearität gilt. Die Porenzahländerung bei einer Änderung der Ausgangsspannung um den Faktor 2,718 entspricht dem Kompressionsbeiwert [24]. Die Entlastungslinie hat eine andere Steigung. Der zugehörige Beiwert für die Porenzahländerung heißt Schwellbeiwert C_s .

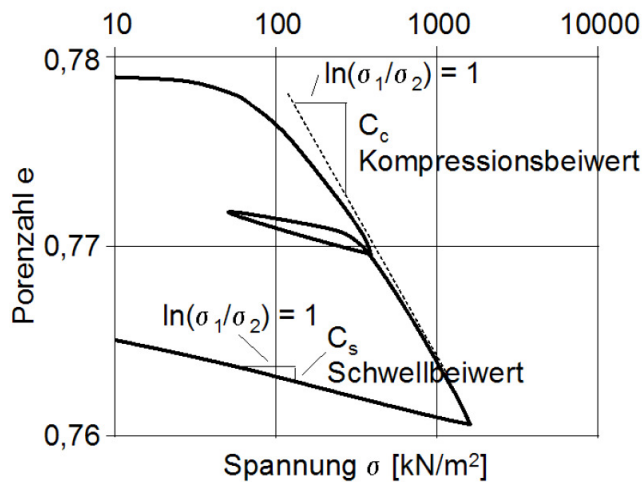


Abbildung 4: Darstellung des Kompressions- und Schwellbeiwertes aus dem Spannungs-Porenzahldiagramm aus [24]

Nach [24] können aus statistischen Auswertungen folgende Abschätzungen für gestörten bzw. ungestörten bindigen Boden angegeben werden, die eine Abhängigkeit des Kompressionsbeiwertes von dem Wassergehalt an der Fließgrenze zeigen:

$$C_c(\text{ungestört}) = 0,007 \cdot (w_L - 0,1) \quad (7)$$

$$C_c(\text{gestört}) = 0,009 \cdot (w_L - 0,1) \quad (8)$$

2.2 Setzungsverhalten von Verkehrsdämmen auf Tagebaubaukippen

Die Setzung eines Verkehrsdammes auf Kippenuntergrund wird sich aus den Anteilen der Verformung des Dammes und der Verformung des Kippenbaugrundes zusammensetzen [3, 4].

2.2.1 Verformungen des Dammes

Verformungen von Dämmen können als vertikale Setzungen, als horizontale Verschiebungen und als lokal begrenzte Brucherscheinungen auftreten.

Die lotrechten Dammbewegungen (vertikale Setzungen) werden besonders durch den Schwerkrafteinfluss und die äußere Belastung ausgelöst. Bei gut verdichteten Verkehrsdämmen kann man laut [3, 4] von einer Setzung von 0,2 % bis 1,0 % der Dammhöhe ausgehen. An schlecht verdichteten Dämmen konnten Setzungsbeträge von

1,0 % bis 3,0 % gemessen werden. Das Maß der lotrechten Setzungen wird maßgeblich durch den Steifemodul E_s beeinflusst. Die Dammsetzungen müssen noch in Längsrichtung und Querrichtung zur Dammachse unterschieden werden, wobei die Setzungen in Querrichtung als gefährlicher eingestuft werden. Aufgrund der schlechteren Verdichtungsmöglichkeit in den Böschungsbereichen (Dammschultern), ist hier mit größeren Setzungsbeträgen der Eigensetzung als in der Dammmitte zu rechnen. Dieser Effekt wird durch die spätere Verkehrsbelastung noch verstärkt. Dammschultern an Innenbögen weisen oft auch größere Setzungen auf als an Außenbögen.

Horizontale Verschiebungen treten meist in der Dammsohle sowie auf ebenen oder gekrümmten Gleitflächen im tieferen Untergrund auf. Die Dammverschiebungen sind von der Größe der Scherfestigkeit des Dammuntergrundes abhängig.

2.2.2 Setzungsverhalten von Tagebaukippen

Der zeitliche Verlauf der Setzung auf Tagebaukippen ergibt sich aus Eigensetzung und Lastsetzung des Baugrundes [3, 17].

$$s = s_E + s_L = s_{EK} + s_{EG} + s_L \quad (9)$$

s_E ... Eigensetzungsanteil

s_{EK} ... Anteil aus der Eigensetzung der Kippe

s_{EG} ... Setzungsanteil aus dem Wiederanstieg des Grundwassers

s_L ... Anteil aus der Lastsetzung infolge der statischen und dynamischen Beanspruchung der oberen Kippenscheibe durch die Verkehrslast

Die Eigensetzung ist lastunabhängig und wird durch Zusammendrückung aus Eigenlast des Kippenkörpers, sowie durch Setzung infolge Grundwasseranstiegs, die auch als Sackung bezeichnet wird, hervorgerufen. Ein locker gelagerter Boden, wie er in Tagebaukippen anzutreffen ist, hat aufgrund der Schwerkraft das Bestreben, in eine dichtere Lagerung überzugehen. Äußere Einflüsse, welche die haltenden Kräfte und somit eine Umlagerung von Körnern beeinflussen können, sind Sickerwasser, Erschütterungen, wiederaufsteigendes Grundwasser oder Temperatur. Da während der Aufschüttung der Kippe in der Regel eine Grundwasserhaltung betrieben wird und somit der Grundwasserspiegel erst nach Beendigung der Verkippung langsam ansteigt, können Sackungen noch Jahre und

Jahrzehnte nach Inbetriebnahme des Verkehrsweges auftreten. Das Maß der Sackung ist umso geringer, je besser der Boden verdichtet wurde. Dennoch können bei gering verdichtet eingebauten bindigen Böden (wie sie im Braunkohletagebau anzutreffen sind) durchaus Sackungen von mehr als 10 % der Schütthöhe auftreten [3, 4]. In [25] wird zur Abschätzung ein Erfahrungswert von 0,2...2,5% der Dicke der zu flutenden Schicht angegeben.

Lastabhängige Setzungen sind bezogen auf den Verkehrswegebau zurückzuführen auf statische Beanspruchungen durch das Bauwerk und dynamische Beanspruchungen durch die Verkehrslasten. Setzungen aus statischer Last sollten vor der Inbetriebnahme der Strecke abgeklungen sein. Durch verschiedene Maßnahmen wird versucht, die lastabhängigen Setzungen so zu reduzieren oder zu beschleunigen, dass sich die Liegezeit eines Verkehrsdammes minimieren lässt. Methoden der Reduzierung und Beschleunigung von Setzungen werden im Abschnitt 7 vorgestellt.

2.2.3 Setzungsmulde eines Dammes auf wenig tragfähigem Baugrund

In **Abbildung 5** ist die Setzungsmulde für eine trapezförmige Belastung abgebildet. Danach ist unter der maximalen lotrechten Spannung mit maximalen Setzungen zu rechnen.

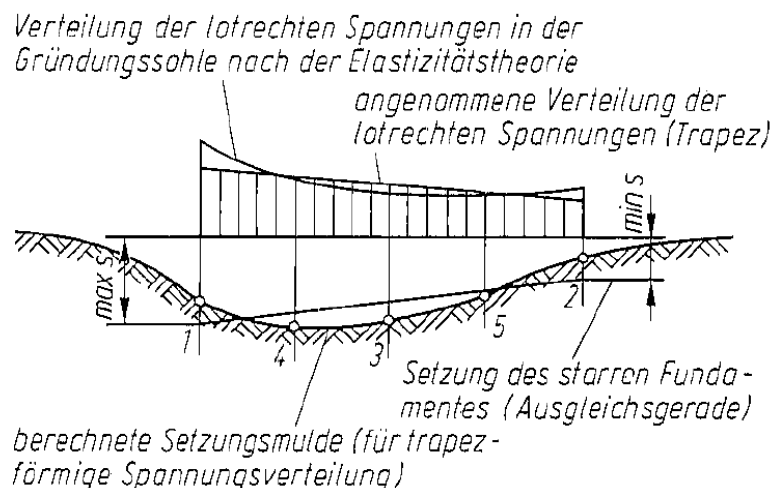


Abbildung 5: Setzungsmulde unter Trapezlast

Die Setzungsmulden der Querprofile im bearbeiteten Projekt wiesen im Wesentlichen diese Form auf. Allerdings wurden in einigen Profilen maximale Setzungen nicht direkt unter der Belastung gemessen, sondern sind etwas neben dem Rand aufgetreten. Dies ist auf die Besonderheit des Kippenbodens zurückzuführen, sich unter Wassereinfluss zu setzen (Sättigungsackung). An der betroffenen Stelle befindet sich neben dem Damm ein Graben,

der bei anfallendem Niederschlag mit Wasser gefüllt ist. Durch eine unkontrollierte Versickerung des Oberflächenwassers kann es so zu Sättigungssetzungen gekommen sein. Projektspezifische Setzungsmulden werden im Abschnitt 4.3.2 dargestellt.

3 Vorstellung des Projektes – Standortrecherche

Bei dem bearbeiteten Projekt handelt es sich um einen Verkehrsdamm, der in einem ca. 3 km langen Abschnitt auf der Tagebaukippe eines Braunkohlentagebaus errichtet wird. Im Rahmen der Wiedernutzung der rekultivierten Flächen soll eine 7 km lange Erschließungsstraße die gegenüberliegenden Orte verbinden und eine revitalisierten Industriestandort erschließen. Die bisherigen Zufahrtsstraßen außerhalb des Tagebaubereichs mit engen Ortsdurchfahrten sollen so zukünftig, insbesondere vom Schwerverkehr, entlastet werden.

Die Tagebaukippe befindet sich im Mitteldeutschen Braunkohlerevier. Aus regionalgeologischer Sicht ist der Standort in das südwestliche Harzvorland in der Mansfelder Mulde, speziell in die Oberröblinger Braunkohlemulde einzuordnen.

Da es sich bei dem Baugrund im oberen Bereich um eine Verkippung handelt, ist mit bodenmechanischen Besonderheiten zu rechnen, die im Vorfeld untersucht und geprüft werden müssen. Nur mit einer ausführlichen Baugrunderkundung kann die später auftretende Verformung hinreichend genau eingeschätzt werden. Es ist mit Unterschieden in Materialeigenschaften, Materialzusammensetzung und Lagerung zu rechnen. Diese Inhomogenitäten führen zu unterschiedlichen Setzungsbeträgen. Entsprechend hoch ist der Anspruch an die Material- und Verformungseigenschaften des Dammes. Um die Verkehrssicherheit über den Zeitraum der geplanten Nutzungsdauer von 30 Jahren zu gewährleisten, müssen Setzungsunterschiede besonders in Querrichtung zur Dammachse so gering wie möglich gehalten werden.

Außerdem kamen Maßnahmen zur Bodenverbesserung und zur Beschleunigung der Konsolidierungssetzung zum Einsatz. Der gesamte Damm wurde mit einer Überschüttung von ca. einem Meter errichtet, um die spätere senkrechte Verkehrslast vorwegzunehmen und den Konsolidationsprozess zu beschleunigen. Als planmäßige Liegezeit des überschütteten Dammbauwerkes (im Folgenden „Groberdbau“ genannt) standen zunächst sechs Monate zur Verfügung. Letztendlich begann man mit der Herstellung des Straßenoberbaus erst etwa neun Monate nach vollständiger Herstellung des „Groberdbaus“.

Lageplan

Die Tagebaueinfahrt befindet sich an der Südböschung und führt über eine Rechtskurve in den Innenbereich der Kippe. Die Gesamtlänge des in dieser Arbeit betrachteten Streckenbereiches beträgt ca. 1,9 km. Die Anfangsstation des Bauabschnitts ist bei Station 3+335 zu finden, die Endstation befindet sich bei 5+200. Die Strecke verläuft über drei große

Kurven und eine lange Gerade von ca. 750 m Länge. Dort ist der Damm mit einer relativ niedrigen Höhe von durchschnittlich 4 m aufgebaut worden. Die maximale Dammhöhe befindet sich im Bereich zwischen den Stationen 4 + 550 und 4 + 800, dem so genannten Kippentiefbereich. An dieser Stelle wurde ein Damm von ca. 12 m Höhe aufgebaut. Dammhöhen von ca. 10 m finden sich an der Tagebaueinfahrt über der Südböschung. Im Bereich der Aschespülkippe (5 + 075 bis 5 + 200) ist durch den Bodenaustausch der Spülaschen mit unverbessertem Dammmaterial eine Höhe von ca. 10 m entstanden. Die Darstellung des Lageplans ist in der Anlage 1 enthalten.

Längsschnitt

Die Einfahrt in den Kippenbereich führt mit ca. 7,7 % steil in die Innenkippe. Im Kippenbereich beträgt die Neigung maximal 2,8 %. Bei Station 4 + 800 ist der Tiefpunkt der Strecke erreicht. Mit einem Anstieg von maximal 2,8 % führt die Straße aus dem ehemaligen Tagebau heraus. Ebenfalls im Längsschnitt (Anlage 2) sind die gewählten Schnitte, die Pegelstände der Grundwassermessstellen sowie die Dammaufstandsfläche und das Urgelände dargestellt.

3.1 Baugrund- und Verformungseigenschaften

3.1.1 Baugrund Kippe

Im Allgemeinen unterscheidet man Kippen folgendermaßen [1]:

- rollige Kippen: mit ≤ 15 % Feinkornanteil
- gemischtbindige Kippen: mit 15...40 % Feinkornanteil
- bindige Kippen: mit ≥ 40 % Feinkornanteil
- Sonderkippen: Steine, Asche, Ton

Bei dem Kippenboden im betrachteten Projektbeispiel handelt es sich um weitgehend lose verkipptes Abraummateriale aus dem Tagebaubetrieb. Die Kippe besitzt eine Mächtigkeit von bis zu 65 Metern. Die Auswertung der Aufschlussarbeiten zeigt, dass der Kippenboden sowohl bindiges als auch nichtbindiges Material aufweist, wobei die bindigen Anteile, voviegend aus Braunkohleton und –schluff deutlich überwiegen. Im weiteren Verlauf der Bearbeitung wird von einer bindigen Mischbodenkippe ausgegangen. Nach [1] lassen sich

bindige Mischbodenkippen mit den folgenden Stichpunkten allgemein charakterisieren:

- Sie besitzen global einen Feinkornanteil von 15...50 %.
- Sie besitzen lokal erhebliche Material- und Dichteinhomogenitäten.
- Sie sind sehr locker gelagert.
- Sie sind sehr konsistenzempfindlich, plastifizieren bei Wasserzutritt und verlieren dadurch erheblich an Festigkeit.

Die Makrostruktur des in der Kippe befindlichen Bodens ist stark von der Technologie der Gewinnung und Verkipfung des Materials abhängig. Im Mitteldeutschen Raum dominieren die Zugabsetzerkippen [1]. Besonders beim Abbau und Transport von feinkörnigem Boden kommt es vermehrt zu einer Klumpenbildung – auch Pseudokorn genannt [19]. Dabei bricht das Gefüge des bindigen Bodens nicht vollständig zusammen, wie es bei rolligem Material der Fall wäre. Selbst wenn vor dem Wiedereinbau eine Durchmischung der Klumpen mit anderen Böden stattfand, sind die Klumpen im geschütteten Boden immer noch in gewissem Maße vorhanden. Die Zwischenräume der Klumpen können mit rolligen Bestandteilen oder mit Luft gefüllt sein. Die Klumpen an sich sind dabei von unterschiedlicher Gestalt und Größe. Dieser Aspekt der globalen Homogenität und der gleichzeitigen lokalen Inhomogenität macht die Beschreibung und Klassifikation dieser Mischböden auf Tagebaukippen schwierig.

Abgesehen von der Technologie der Verkipfung spielt die zeitliche Einordnung der Kippenabschnitte eine große Rolle bei der Einschätzung der Baugrund- und Verformungseigenschaften. Neben der folgenden verbalen Beschreibung ist im Anhang 2 eine Zeichnung der Kippenfolge beigefügt. Die zeitliche Abfolge der Verkipfung des Untergrundmaterials ist anhand dieses Längsschnittes im Verlauf der Dammachse dargestellt. Im Bereich der Straßentrasse wurde mit der Verschüttung des Braunkohlentagebaus Anfang der 80'er Jahre am Nordrand der Böschung begonnen. Bis 1985 wurde die erste Tiefschüttung mit einer durchschnittlichen Höhe von 20 m fertiggestellt. Auf diese erste Tiefschüttung folgte bis 1987 die zweite Tiefschüttung und bis 1989 die erste Hochschüttung. Mit der zweiten Hochschüttung (1989 bis 1990) wurde die Verkipfung des nördlichen Tagebaubereichs der Dammtrasse beendet. Danach folgte die erste Tiefschüttung für den Südteil des Tagebaus bis 1993. Die erste Hochschüttung für den Südteil (1993 - 1997) verbindet die zweite Tiefschüttung und die erste Hochschüttung des Nordteils nun mit den Verkippmassen des Südteils. Im Jahre 1997 ging an der Südböschung eine Rutschung nieder, deren Versturzmassen in der Zeichnung (Anlage 2) schräg

gestrichelt dargestellt sind. Auf diese Massen wurde 1997 mit der Verkipfung der ersten Hochschüttung fortgefahren. Es folgte die zweite Tiefschüttung für den Südteil (1997 bis 2001) und die zweite Hochschüttung (2001 bis 2002). Die Verkipfung des Südteils erfolgte also ca. 10...12 Jahre nach der Verkipfung des Nordteils. Es sind demnach für die Gesamtsetzungen im südlichen Kippenbereich zunächst grundsätzlich größere Werte zu erwarten, da hier die für die Eigenkonsolidation verfügbare Zeit kürzer war. Für die Auswahl der betrachteten Berechnungsschnitte hat dieser Aspekt ebenfalls eine Rolle gespielt.

Hinzu kommt die Tatsache, dass solche Kippen untergeordnet auch zur Ablagerung von Ziegel- und Betonresten, Holz, Glas etc. genutzt werden. Entsprechende Bestandteile konnten während der Baugrunderkundung nachgewiesen werden.

Zur Ableitung der Bodenparameter für den Bereich der Innenkippe wird ein statistisches Verfahren angewendet. Auf Basis der Mittelwertbildung und Standardabweichung wird der Untergrund im Hinblick auf Materialparameter in Homogenzonen aufgeteilt. Eine Darstellung der aus den Ergebnissen der Baugrunderkundung angegebenen Baugrundparameter ist in der Anlage 3 enthalten. Aufgrund der relativ geringen Anzahl an Messwerten behelf man sich neben der statistischen Methode auch der Nutzung von Erfahrungswerten aus einschlägiger Literatur. Für einige gibt es bereits Empfehlungen seitens der Planer. Alle Bodenparameter und Baugrundeigenschaften sind mit der Planungsgesellschaft abgesprochen und abgestimmt.

Tabelle 1: Baugrundparameter Kippenboden

Name	Wichte des feuchten Bodens	Wichte des Bodens unter Auftrieb	Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Durchlässigkeit
	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	k_f [m/s]
Auffüllung	17	8	25	5	10 ⁻⁷
Aschespülfläche	13	5	25	5	10 ⁻⁷

3.1.2 Baugrund Gewachsenes

Im Bereich der Tagebaueinfahrt stehen unter einer oberflächlichen Auffüllung aus hauptsächlich schluffigen bis tonigen Erdstoffen pleistozäne Schichten in Form von Geschiebemergeln, Schmelzwassersanden, Beckentonablagerungen, Schottern und Bändertonen an. Für diese Erdstoffe sind aus dem Baugrundgutachten folgende Parameter zu entnehmen:

Tabelle 2: Baugrundparameter Gewachsenes (dem Baugrundgutachten entnommen)

Name	Wichte des feuchten Bodens	Wichte des Bodens unter Auftrieb	Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Durchlässigkeit
	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]		c' [kN/m ²]	k_f [m/s]
Lößlehm	20...21	10...11	26...28	10...6	$10^{-7} \dots 10^{-8}$
Geschiebemergel	21...22	11...12	26...30	15...10	$10^{-7} \dots 10^{-9}$
Sande und Kiese	17...19	9...10	30...37	3...0	$10^{-4} \dots 10^{-7}$
Beckenton	20...21	11...12	22...24	15...10	n.v.
Bänderton	20...21	11...12	22...24	15...10	n.v.
Tertiäre Schluffe und Tone	19...20	10...11	24...26	20...15	n.v.
Braunkohle	11...13	3...6	30	15	n.v.

3.1.3 Damm

Für den Damm wurde Material aus benachbarten Entnahmestellen im quartären Geschiebemergelkomplex verwendet und mit ca. 8 Gew.-% Braunkohlenfilterasche (BFA) qualifiziert verbessert eingebaut. Die qualifizierte Bodenverbesserung fand dabei im Sinne des FGSV-Merkblattes über Bodenverfestigung und Bodenverbesserung mit Bindemitteln statt [30]. Im Bereich der Tagebaueinfahrt und im sogenannten Kippentiefbereich (hohe Dammabschnitte) fand im unteren Bereich des Dammes ein unverbesserter Einbau statt. Die Bodenparameter des Dammbaumaterials für den verbesserten und den unverbesserten Bereich sind in der folgenden **Tabelle 3** zusammengestellt.

Tabelle 3: Baugrundparameter Dammbaumaterial

Name	Wichte des feuchten Bodens	Wichte des Bodens unter Auftrieb	Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Durchlässigkeit
	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]		c' [kN/m ²]	k_f [m/s]
verbessert	19,5	11,5	30	30	10^{-7}
unverbessert	19	10	30	30	10^{-7}

3.2 Hydrogeologie

Laut Baugrundgutachten gibt es fünf natürliche Grundwasserleiter für den Standort. Der GWL 1 tritt als lokal begrenzte feinsandige bis kiesige Linsen oder Bänder in den pleistozänen Schichten auf, die durch Niederschlagswasser in ihrem unmittelbaren Verbreitungsgebiet gespeist werden. Für diese Sande wird eine Durchlässigkeit von $k = 10^{-3} \dots 10^{-5}$ m/s angegeben. Der GWL 2 befindet sich in tertiären feinsandigen Schichten, wobei

der obere Braunkohleton und eine grauweiße Tonschicht als Stauhorizonte gelten. Die Durchlässigkeit des GWL 2 liegt zwischen $k = 5 \cdot 10^{-6}$ und $1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Feinsandige Schichten im Hangenden des Hauptflözes sowie im Hauptmittel bilden den GWL 3 und GWL 4. Die Durchlässigkeit für diese Schichten schwankt um einen Wert von $k = 10^{-6}$ m/s. Unter dem Flöz II steht GWL 5 an, der als Liegendgrundwasserleiter wirkt.

Diese natürlichen Grundwasserverhältnisse sind durch die Auskohlung und Wiederverkipfung im Kippenbereich großräumig gestört. Bis auf den GWL 5, der durch den Bergbau nicht gestört wurde, entwässern nun alle Grundwasserleiter und das anfallende Oberflächenwasser in das Tagebaurestloch. Die Innenkippe besitzt keine natürlichen Grundwasserleiter mehr. Vorhandene Grundwasservorkommen versickern unkontrolliert durch durchlässigere Schichten.

Während der Aufschlussarbeiten wurden Grundwässer im Kippenbereich nur lokal angetroffen. Bei der Rammkernsondierung 9 (RKS 9, Station 4 + 830) wurde Grundwasser (vermutlich Schichtwasser) in einer Tiefe von 4,6 m unter Gelände angetroffen. Bei den restlichen Bohrungen im Kippenbereich wurde kein Grundwasser festgestellt. Um Anhaltspunkte zur Entwicklung der Grundwasserverhältnisse im Bereich zu gewinnen, wurden im Zuge der Bauausführung Pegel (Einfachmessstellen) errichtet. Die bisherigen Messungen mit dem Lichtlot ergeben sehr unterschiedliche Pegelstände. Grundsätzlich kann man jedoch davon ausgehen, dass sich der Boden in der Innenkippe langfristig aufsättigen wird. Die Auswertung der Pegelstände zeigt eine Tendenz der Wasserstände, die auf diese Annahme hindeutet (siehe auch Längsschnitt Anlage 2). Außerdem besitzt die Innenkippe keine natürliche Vorflut mehr, sodass anfallendes Grund- und Niederschlagswasser im Restloch gesammelt wird. Dies beschleunigt den Prozess der Aufsättigung zusätzlich. Im Westteil des Tagebaus wird derzeit eine Wasserhaltung betrieben, deren Einfluss auf hydrologischen Eigenschaften des Kippenbodens nicht untersucht wurde. Außerdem befinden sich östlich der Trasse größere freie Wasserflächen.

Die **Tabelle 4** zeigt die Entwicklung der Pegelstände für ein Jahr. Darin sind die Pegelstände zu Beginn der Messung (07.11.06) und zum Zeitpunkt der letzten Messung (19.11.07) dargestellt.

Tabelle 4: Pegelstände in der Übersicht

Nr. der Mess-Stelle (GWM)	Station	Höhe des Pegels am 07.11.06 [m HN]	Höhe des Pegels am 19.11.07 [m HN]	Entwicklung der Pegelstände [m]	Tiefe unter GOK (= DAF) am 19.11.07 [m]
GWM 1	3+639	100,05	100,19	+ 0,14	5,12
GWM 2	3+800	88,74	90,20	+ 1,46	8,64
GWM 3	3+993,5	82,45	83,89	+ 1,44	10,00
GWM 4	4+247	79,13	81,57	+ 2,44	5,02
GWM 5	4+487	68,83	69,43	+ 0,60	14,70
GWM 6	4+712,5	72,00	73,52	+ 1,52	1,22 über DAF
GWM 8	4+712,5	73,21	73,17	- 0,04	0,87 über DAF
GWM 9	4+710	63,69	63,76	+ 0,07	8,65
GWM 10	4+512,5	71,34	71,82	+ 0,48	11,74

Aus diesen Pegelständen können die theoretischen Wasserstände für die Schnitte 2 bis 4 ermittelt werden. Eine Darstellung der Grundwasserverhältnisse aus den Messungen ist im Längsschnitt (Anhang 2) vorgenommen worden.

3.3 Auswahl und Beschreibung der Berechnungsschnitte

Für die Berechnungen mit der analytischen und der numerischen Methode müssen repräsentative Schnitte ausgewählt werden. Hierbei wurde auf die Besonderheiten bezüglich Dammhöhe, Kippenmächtigkeit oder Material des Baugrundes geachtet und in Homogenzonen (Bereiche) unterteilt. Es wurden fünf Bereiche gewählt, die durch jeweils einen Schnitt repräsentiert werden. Diese Bereiche sind:

- Tagebaueinfahrt im Bereich des Gewachsenen (Station 3 + 350 bis 3 + 600)
- Übergang Gewachsenes zum Kippenboden, Bereich einer Rutschung im März '97 (Station 3 + 700)
- Innenkippe mit relativ geringer Dammhöhe (Station 3 + 750 bis 4 + 550)
- Kippentiefbereich mit großer Dammhöhe (Station 4 + 550 bis 4 + 850)
- Bereich der Aschespülfläche (Station 5 + 050 bis 5 + 200; Bodenaustausch)

Schnitt 1

Schnitt 1 wurde in den Bereich des Gewachsenen an der Südböschung gelegt. An der Station 3 + 550 wurde eine Drucksondierung abgeteuft, die zur Findung beispielsweise des Steifemoduls zu Rate gezogen werden kann. Ein Messprofil zur Setzungskontrolle befindet sich an Station 3 + 525 (MP 1). Die Setzung in der Dammachse an dieser Stelle betrug vom 27.01.07 bis zum 06.08.07 2,1 cm (Messung nach Fertigstellung des Groberdbaus). Das nächste Messprofil befindet sich an Station 3 + 600 (MP 2) mit einer Setzung von 4,5 cm. Um die Setzung an Station 3 + 550 zu erhalten, kann zwischen den Werten interpoliert werden. So gelangt man zu der angenommenen Setzung von 2,9 cm. Eine Zeit-Setzungslinie für den Schnitt 1 ist im Abschnitt 4.4 in **Abbildung 31** dargestellt. Im Folgenden findet sich eine genaue Darstellung des Querschnittes (**Abbildung 6**). Hier kann für die Auffüllung eine Dicke von maximal einem Meter angenommen werden. Der Damm weist während der Liegezeit eine Höhe von 7,64 m (132,700 m HN) auf. Diese Höhe wird nach der Liegezeit verringert, da es sich um eine Überschüttung handelt. Gemäß Ausführungsplanung liegt die endgültige Gradientenhöhe bei 132,655 m HN, was im Endzustand einer Dammhöhe von 7,59 m entspricht. Die Gesamtmächtigkeit des letztendlich angewendeten vollgebundenen Asphaltoberbaus beträgt 34 cm.

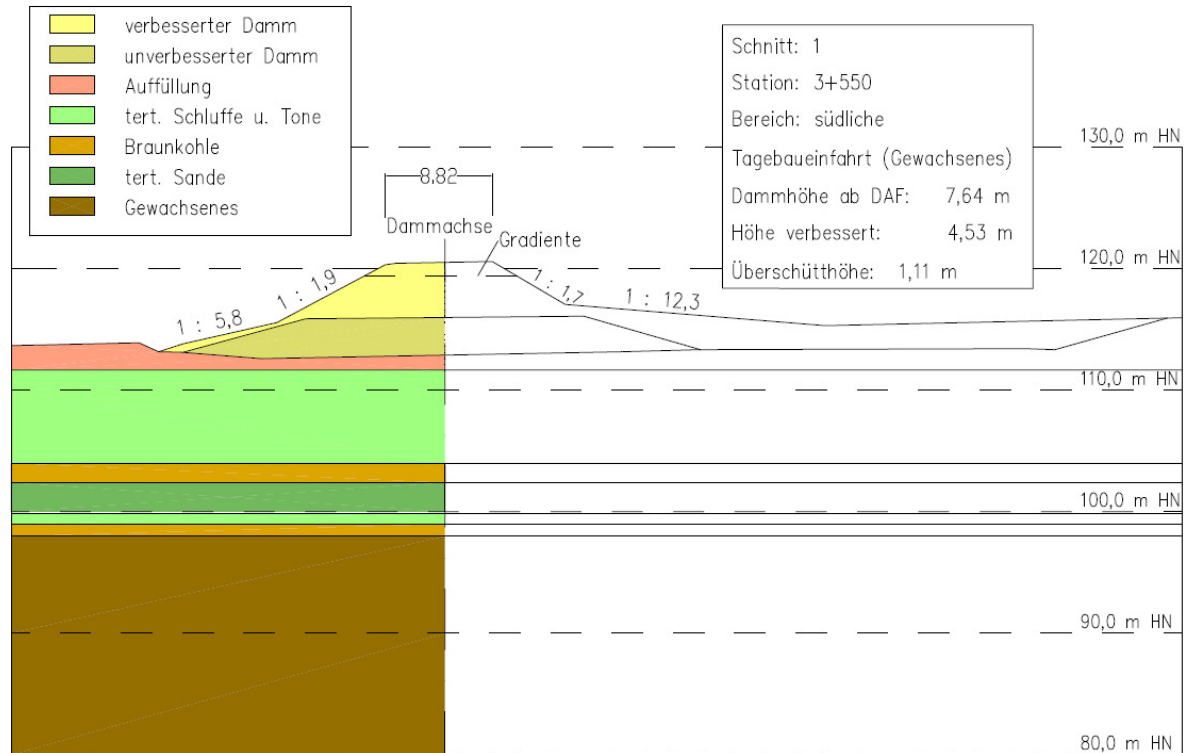


Abbildung 6: Dammgeometrie des Schnittes 1

Schnitt 2

Der zweite Schnitt befindet sich ebenfalls am Südrand der Kippe an Station 3 + 700. Dort kam es im März 1997 zu einer Rutschung, bei der Teile der ursprünglichen Südböschung des Tagebaus abgingen. Somit ist die Lage des Übergangs vom Gewachsenen zum Kippenboden schwer einzuschätzen. Eine weitere Besonderheit ist die große Dammhöhe von 9,82 m, wobei 5,66 m unverbessert eingebaut wurden. Die Setzungsmessung (MP 4; 3 + 700) ergab für die Liegezeit eine Setzung von 11,6 cm. Für die Einschätzung der Materialparameter kann an dieser Stelle die Drucksondierung CPTU 2 herangezogen werden. Die Kippenmächtigkeit beträgt danach etwa 13 m. Ein genauer Schichtenverlauf kann nicht dargestellt werden, da für diesen Bereich keine weiteren Erkundungsergebnisse vorliegen. Somit wird die gesamte Schicht „Gewachsenes“ genannt. In **Abbildung 7** wird der Querschnitt mit genauer Damngeometrie und dem Schichtenverlauf aufgezeigt.

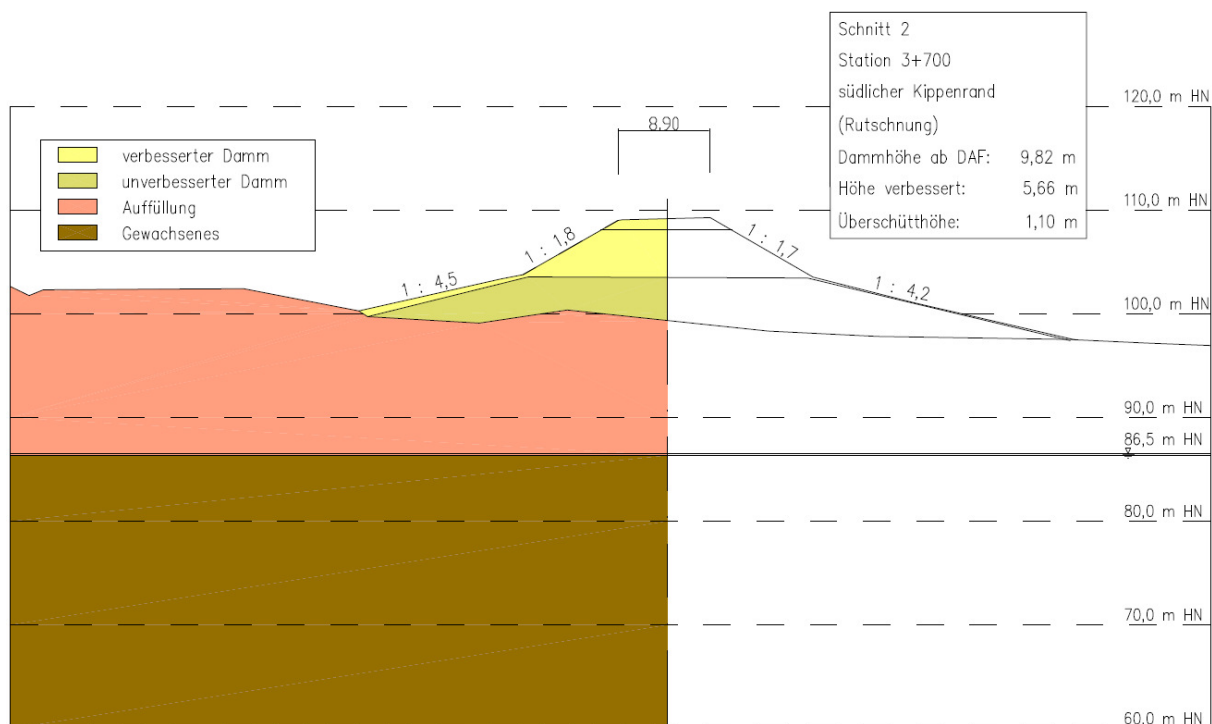


Abbildung 7: Damngeometrie des Schnittes 2

Schnitt 4

Schnitt 4 beschreibt ebenfalls einen Bereich: den sogenannten Kippentiefbereich. Dort liegt die Kippenoberkante ca. 10 m tiefer als in umliegenden Bereichen und der Damm ist dementsprechend sehr hoch. An Station 4 + 725 befindet sich das Messprofil 20, wo während der Liegezeit eine Setzung von 10,5 cm gemessen wurde. Die Kippenmächtigkeit beträgt etwa 52 m und die Dammhöhe 13,25 m, wobei hier ein unverbesserter Aufbau von 6,20 m vorgenommen wurde. Für den Bau des vollgebundenen Straßenoberbaus werden hier 1,50 m abgetragen, um eine Gradientenhöhe von 83,89 m HN zu erreichen. Die Bestimmung der Materialparameter kann durch die nahegelegene Drucksondierung CPTU 8 ergänzt werden. Die **Abbildung 9** zeigt die genaue Dammgeometrie dieses Schnittes.

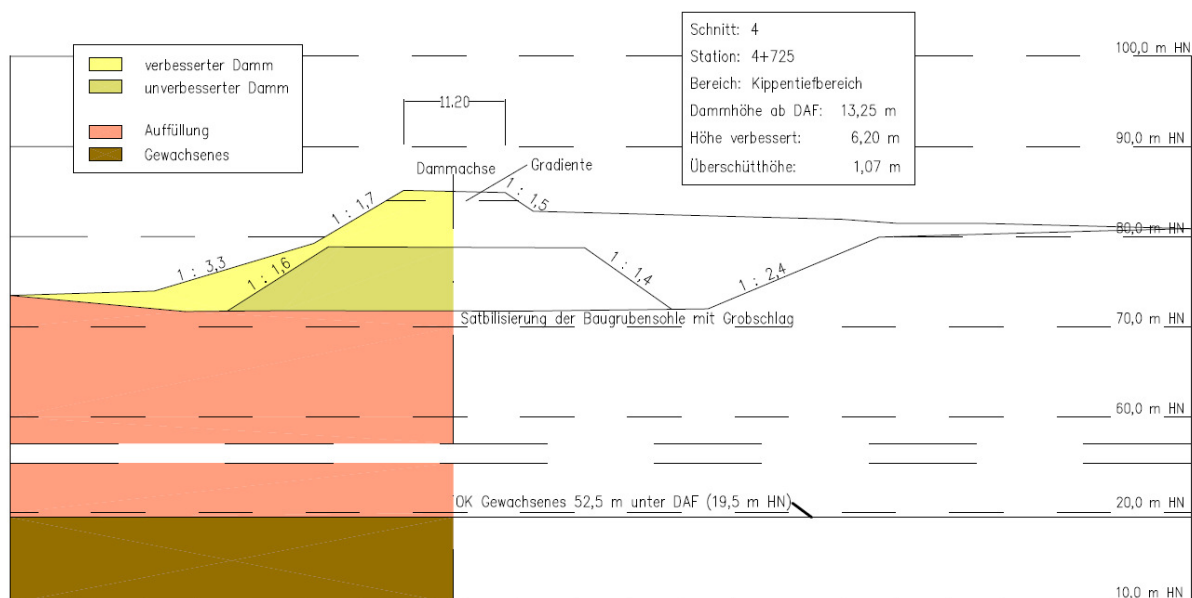


Abbildung 9: Dammgeometrie des Schnittes 4

Schnitt 5

Ab Station 5 + 100 bis ca. 5 + 200 quert die Trasse eine Aschespülfläche. Dort wurde ein vollständiger Bodenaustausch der anstehenden thixotropen Asche durchgeführt. Dafür wurde das wenig tragfähige Material ca. 5,70 m ab OK Urgelände ausgehoben und bis auf eine Höhe von ca. 4,0 m ab Dammaufstandsfläche mit unverbessertem und darüber mit verbessertem Material verfüllt. Die gesamte Aufbauhöhe nach dieser Bodenaustauschmaßnahme beträgt 10,37 m (6,37 m verbessert). Ungefähr 15 m unter der Geländeoberkante ist die OK des Gewachsenen anzutreffen. An Station 5 + 150 befindet

sich das letzte Messprofil: MP 27. Dort wurde während der Zeit nach Bauende vom 21.01.08 bis 01.08.07 eine Setzung von 6,6 cm gemessen. Der Straßenaufbau erfolgt hier nach einem Abtrag von 1,35 m. Die Gradientenhöhe der Straße beträgt hier 86,34 m HN.

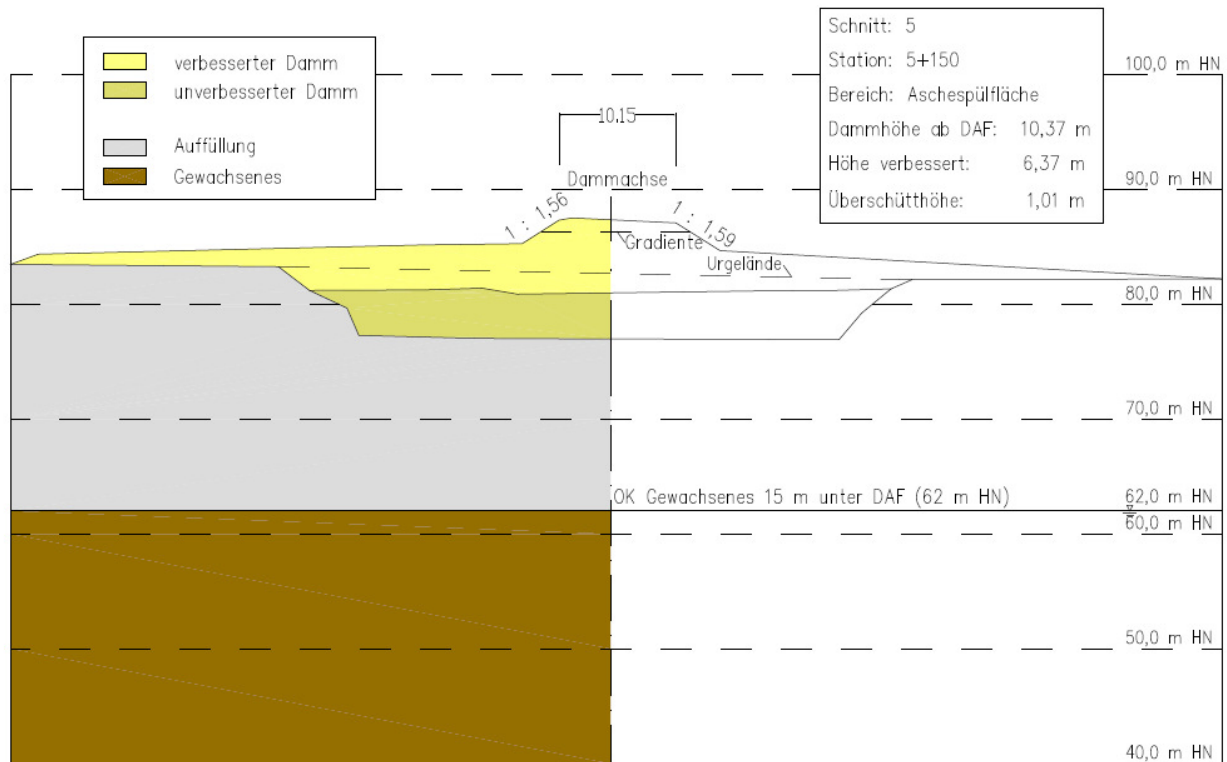


Abbildung 10: Dammgeometrie des Schnittes 5

4 Auswertung der Setzungsmessungen

Zur Erfassung der Setzungen des Dammes wurden verschiedene Methoden angewandt. Während der Bauausführung wurde mit Setzungsplatten gearbeitet, die in Höhe der Dammaufstandsfläche eingebaut und höhenmäßig eingemessen wurden. Mit Hilfe von Schweren Rammsondierungen (DPH) wurde die spätere Höhenlage der Platten ermittelt und so auf die Setzungen während der Bauzeit geschlossen. Allerdings beinhaltet dieses Verfahren mehrere Fehlerquellen. Zur Erfassung der Setzungen nach dem vollständigen Dammaufbau wurden im Verlauf der Trasse 27 Messprofile bestimmt, die mit Messpunkten versehen wurden. Dabei befanden sich in der Dammoberkante bei allen Messprofilen drei Messpunkte. Einige Messprofile mit größerer Dammhöhe erhielten auch Messpunkte am Dammfuß. Darstellungen zu der Lage der Messpunkte und den aus den Messungen ermittelten Setzungsmulden für die fünf Berechnungsschnitte sind in Abschnitt 4.3.2 enthalten.

Der Übergang der Messungen während der Bauzeit zu den Messungen in der Liegezeit erfolgte nicht lückenlos. So konnten die geodätischen Messungen in den Messprofilen mangels Vermarkung der Messpunkte erst ca. einen Monat nach der Abnahme des Dammbauwerkes fortgesetzt werden. Da für die Zwischenzeit keine Messwerte existieren, musste der Setzungsverlauf während dieser Zeit vorerst als Gerade angenommen werden (siehe **Abbildung 31**). Sollte sich diese Annahme als unzureichend erweisen, wird im Laufe der Arbeit die Annahme der Setzungen angepasst. Eine Lösung für diese Anpassung ist die Interpolation der Werte (siehe **Abbildung 32**).

4.1 *Setzung der Kippe vor Baubeginn und Kippeneigensetzung*

Zur späteren Setzungsprognose ist auch die Setzung der Kippenoberfläche bis zum Baubeginn von Wichtigkeit. Da jede Kippenscheibe ein Eigengewicht besitzt und somit auf die unter ihr befindlichen Schichten einwirkt, kommt es bereits während der Verkipfung und Liegezeit der Kippe zu Verformungen und Zusammendrückungen in der Kippe. Bei einer Mächtigkeit von 60 bis 70 m der Kippe spielt der Einfluss der Eigenlast eine große Rolle. Man nennt diesen Aspekt auch die Belastungsgeschichte und -dauer. Somit ist es wichtig, die zeitliche Abfolge der Schüttung und die jeweilige Dicke der Schichten (Scheiben) in Erfahrung zu bringen.

Nach der im Abschnitt 3.1.1 erläuterten Schüttfolge der Kippenscheiben ist der gesamte nördliche Bereich der Kippe ca. 10...12 Jahre vor dem südlichen Bereich verkippt worden.

So ist die zweite Hochschüttung im Norden 1990 beendet worden. Erst im Jahre 2002 wurde die zweite Hochschüttung im südlichen Bereich der Kippe beendet. Der zeitliche Verlauf der Schüttung ist im Anhang 2 veranschaulicht.

Der Aspekt der zeitlich verzögerten Schüttung sollte sich in der Setzungsauswertung bemerkbar machen. Im südlichen Raum ist mit größeren Setzungen aufgrund der Bauwerkslasten zu rechnen, da dort die Konsolidation der Tiefschüttungen noch nicht soweit fortgeschritten ist.

Mit dem Fortschritt der Schüttung wirkt eine größere Last auf die darunter befindliche Kippenscheibe. Diese Kippeneigensetzung ist als der Großteil der Setzungen anzunehmen, da bei einer Mächtigkeit von ca. 60 m das Eigengewicht eine erhebliche Größe darstellt. In welchem Maße sich die Kippe während der Eigenkonsolidation gesetzt hat, ist jedoch nicht dokumentiert. Zur Einschätzung der Eigensetzung der Kippe zum Zeitpunkt des Dammaufbaus wurden Messpunkte mit größerem Abstand zum Damm angelegt. Die gemessenen Werte geben Rückschluss, inwiefern die Eigensetzung der Kippe die Lastsetzungen überlagern. Aus diesen Messungen geht hervor, dass die Eigensetzung der Kippe mit einem Anteil von durchschnittlich 2,7 cm für den Zeitraum ab dem Dammaufbau bis zum Ende der Liegezeit anzusetzen ist. Dies wird im Diagramm der **Abbildung 11** verdeutlicht, das die Messergebnisse der Punkte zeigt, die durch einen großen Abstand zur Dammachse gekennzeichnet sind. Der durchschnittliche Verlauf über den Zeitraum von 300 Tagen (dicke Linie) lässt eine allmähliche Abnahme der Setzungsgeschwindigkeit erahnen. Es wird allerdings auch deutlich, dass die Eigenkonsolidation der Kippe noch nicht abgeschlossen ist.

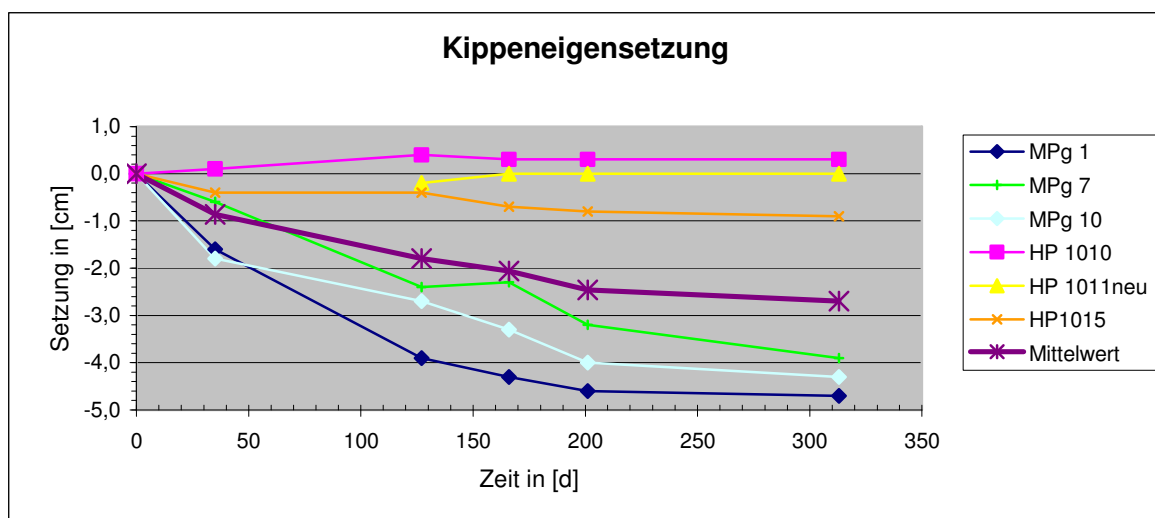


Abbildung 11: durchschnittliche Dammeigensetzung während und nach dem Dammaufbau

Eine Abhängigkeit der Eigensetzung der Kippe in Abhängigkeit von der Veränderung des Wasserspiegels konnte in diesem Zusammenhang nicht nachgewiesen werden. Aus den Pegelmessungen geht hervor, dass die Wasserstände in den Messpegeln innerhalb eines Jahres maximal 2,44 m und durchschnittlich 0,90 m angestiegen sind. Innerhalb des Naturwasserbeckens (genannt: Becken 6) wurde im Zeitraum eines Jahres (15.09.06 bis 17.09.07) ein Wasserspiegelanstieg von 0,37 m verzeichnet. Inwieweit die Verhältnisse des Beckens 6 Einfluss auf die Pegelstände ausüben, ist nicht bekannt.

4.2 Setzungsplatten zur Setzungsmessung während des Dammaufbaus

Zur Messung der Setzung während des Baufortschritts wurden 10 Eisenplatten mit Abmessungen von 2 x 2 m in der Dammaufstandsfläche verlegt und eingemessen. Beim Einbau der Platten musste auf eine möglichst waagerechte Lage geachtet werden. Durch Schwere Rammsondierung (DPH) wurde die Höhendifferenz zwischen der aktuellen Geländeoberfläche (Dammhöhe) und der jeweiligen Platte ermittelt. Die Setzung ergibt sich als Differenz aus dem Soll-Wert und dem Ist-Wert. So kann man auch die Zunahme der Setzung mit zunehmender Höhe des Dammes und somit zunehmender Last bestimmen. Bei dieser Methode sind jedoch mit Fehlern oder Ungenauigkeiten zu rechnen, die durch Verkantung der Platten, Gestängeabweichung aus der Vertikalen oder Absteckfehler an der Dammoberkante entstehen können. Dennoch werden die auf diese Weise ermittelten Werte als grundsätzlich richtig angenommen.

Die **Tabelle 5** gibt einen Überblick über die Lage der Setzungsplatten. In den Anlagen 1 und 2 sind die Lage und die Ergebnisse aus den Messungen der Setzungsplatten zusammengestellt.

Tabelle 5: Lage der Setzungsplatten (Station und Bereich)

Setzungsplatte	Station	Bereich
EP 1	3 + 520,4	Süddamm mit Vorschüttung
EP 2	3 + 706,8	Süddamm mit Vorschüttung
EP 3	3 + 869,1	Innenkippe, niedrige Dammhöhe
EP 4	4 + 019,8	Innenkippe, niedrige Dammhöhe
EP 5	4 + 725,6	Kippentiefbereich mit Vorschüttung
EP 6	4 + 750,0	Kippentiefbereich mit Vorschüttung
EP 7	4 + 887,8	Kippentiefbereich, niedrige Dammhöhe
EP 8	4 + 923,9	Kippentiefbereich, niedrige Dammhöhe
EP 9	5 + 122,0	Querung Aschespülfläche
EP 10	5 + 143,4	Querung Aschespülfläche

4.2.1 Ergebnisse für alle Setzungsplatten

Abbildung 12 zeigt die Zeit-Setzungslinien der Setzungsplatten während der Bauzeit, wobei EP 5 keine verwertbaren Ergebnisse lieferte und von der Auswertung ausgeschlossen wurde. Bei Betrachtung der Linien wird erkennbar, dass die anfängliche steile Neigung mit der Zeit abflacht. Eine Setzung von 82 cm wurden an Station 3 + 706,8 (EP 2, pink) gemessen. Diese Setzungsplatte liegt im Bereich des Übergangs vom Gewachsenen zum Kippenboden am Südrand des Tagebaus (Schnitt 2). Weiterhin wird deutlich, dass in Bereichen mit niedrigen Dammhöhen auch geringere Setzungen gemessen wurden. Die Setzungsplatten EP 3 und EP 4 (gelb; hellblau), EP 7 und EP 8 (rot; dunkelgrün) liegen in diesen Bereichen (Schnitt 3). Die größten Setzungen während der Bauzeit wurden im Kippentiefbereich bei großer Dammhöhe (Schnitt 4) gemessen. Die Setzung betrug an dieser Stelle (EP 6, hellgrüne Linie) 1,17 m. Dies ist der Bereich mit den erwartungsgemäß größten Setzungen während der Bauzeit sowie der Liegezeit. Diese Erwartungen trafen ein, wie man im Abschnitt 4.4 nachvollziehen kann. EP 9 und EP 10 liegen im Bereich der Aschespülfläche (Schnitt 5), wo während des Baus die verspülte Asche vollständig gegen Dammbaumaterial ausgetauscht wurde. Unter der Aushubsohle verblieb bis zum Gewachsenen nur eine Restmächtigkeit an Kippenboden. Aufgrund von Aufweichungen wurde die Aushubsohle mit ca. 1 m Grobschlag stabilisiert. Da die zusätzliche Last auf den Baugrund hauptsächlich aus dem Dammaufbau über dem ursprünglichen Urgelände herrührt und die verbliebene Kippenmächtigkeit am nördlichen Rand des Tagebaus vergleichsweise gering ist, war hier nicht mit größeren Setzungen zu rechnen, als z.B. in Bereichen mit niedrigen Dammhöhen. Dies ist auch in der **Abbildung 12** zu erkennen (EP 9, dunkelblaue Linie; EP 10, braune Linie).

Im Diagramm (**Abbildung 12**) wird ersichtlich, dass die Betrachtungszeiträume für die verschiedenen Setzungsplatten entsprechend den Bauabläufen in den verschiedenen Dammabschnitten unterschiedlich sind. Als „Tag Null“ gilt das für jede Setzungsplatte spezifische Datum der Nullmessung. Dieses Datum beschreibt den Baubeginn für den jeweiligen Abschnitt, in dem die Setzungsplatte liegt. Für die Aschespülfläche (EP 9; EP 10) und den Kippentiefbereich (EP 6) sind die Nullmessungen eher durchgeführt worden, da hier der Schwerpunkt der Massenbewegung lag. Das erklärt die längeren Zeit-Setzungslinien für diese Setzungsplatten.

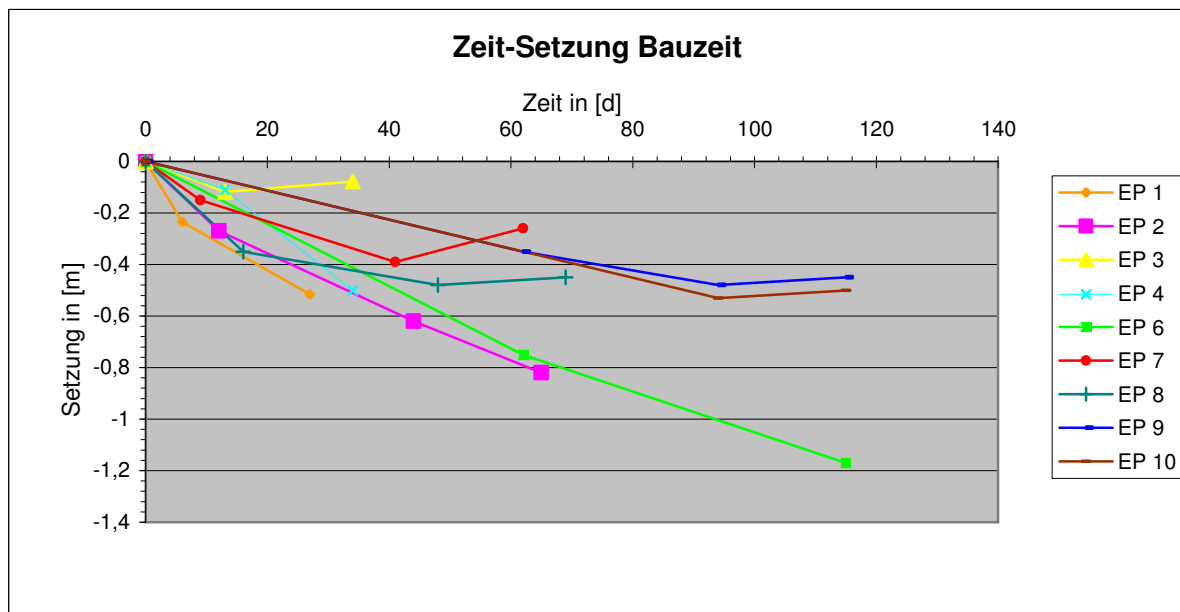


Abbildung 12: Zeit-Setzungslinien der Messungen während des Baus (Setzungsplatten)

Das folgende Bild (**Abbildung 13**) zeigt die Abhängigkeit der Setzung von der Dammhöhe. Für jede Setzungsplatte gibt es Messungen zu verschiedenen Bauphasen. Der Setzungsverlauf zeigt einen quasi-linearen Zusammenhang zwischen der Aufbauhöhe und der zugehörigen Setzung. Dieser Zusammenhang deutet auf einen belastungsabhängigen Setzungsanteil hin, der während der Bauphase als Sofortsetzung eingestuft werden kann.

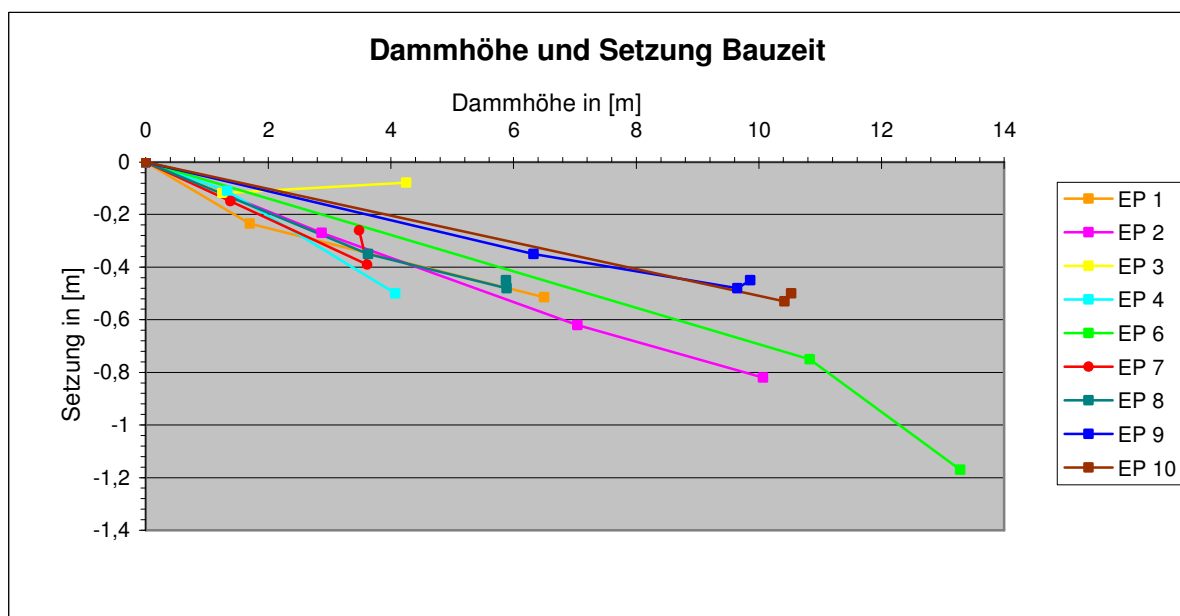


Abbildung 13: Setzung in Abhängigkeit von der Aufbauhöhe (Dammhöhe)

4.2.2 Ergebnisse für die Berechnungsschnitte

Den fünf repräsentativen Berechnungsquerschnitten können jeweils eine Setzungsplatte und somit die dort gemessenen Setzungen zugeordnet werden. Allerdings liegen nicht für alle Setzungsplatten die gleichen Betrachtungszeiträume zugrunde (siehe oben Abschnitt 4.2.1). Die Zeit-Setzungslinien für die übrigen Schnitte sind in der Anlage 4 enthalten.

Schnitt 1 – EP 1

Für diesen Schnitt wurde während der Bauzeit eine Setzung von ca. 0,5 m gemessen. Das folgende Diagramm (**Abbildung 14**) zeigt den Verlauf der Setzung über die Zeit von ca. einem Monat. Innerhalb dieses Monats wurde der gesamte Dammaufbau in diesem Bauabschnitt durchgeführt.

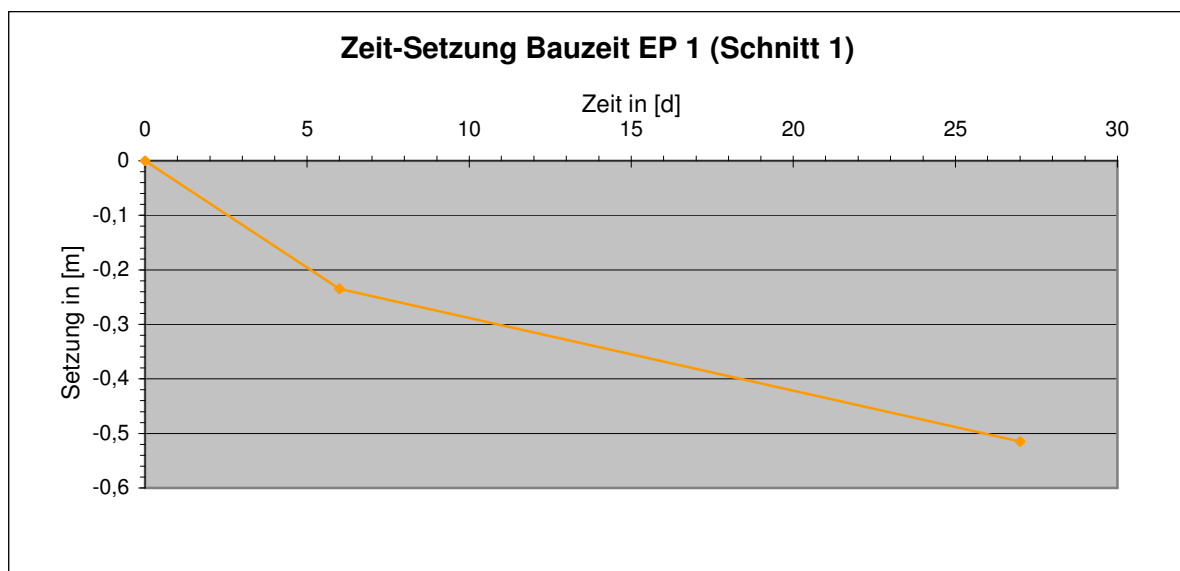


Abbildung 14: Zeit-Setzungslinie während Bauzeit für Schnitt 1

Schnitt 2 – EP 2

Hier liegen die gemessenen Werte nach ca. zwei Monaten bei etwa 0,8 m. Die Zeit-Setzungslinie (**Abbildung 15**) zeigt eine leichte Abnahme der Setzungsgeschwindigkeit.

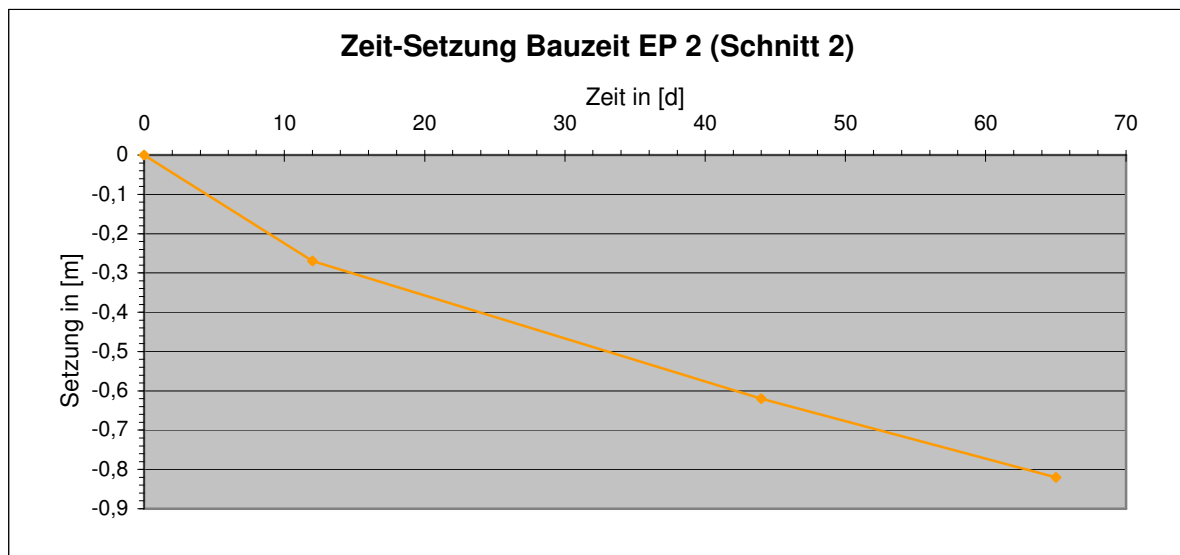


Abbildung 15: Zeit-Setzungslinie während Bauzeit (Schnitt 2)

Schnitt 3 – EP 4

Hier wurde wie im Schnitt 1 nur ca. ein Monat Bauzeit zum Dammaufbau benötigt und anhand der Setzungsplatte erfasst. Die Zeit-Setzungslinie zeigt eine leichte Zunahme der Setzungsgeschwindigkeit. Die Setzung während der Bauzeit betrug hier ca. 0,5 m.

Schnitt 4 – EP 5

Im sogenannten Kippentiefbereich mit der größten Dammhöhe wurden erwartungsgemäß die größten Setzungen gemessen, wobei auch der längste Betrachtungszeitraum zugrunde liegt. Nach einer Bauphase von fast vier Monaten wurde die bauzeitliche Setzung mit ca. 1,2 m bestimmt.

Schnitt 5 – EP 9

Nach drei Monaten Beobachtungszeit wurde hier eine Setzung von ca. 0,5 m ermittelt. Für den vierten Monat ergab sich eine Hebung, die wahrscheinlich aus einem Messfehler oder einer Verkantung der über Grobschlag eingebauten Setzungsplatte resultiert.

4.3 Setzungsmessung nach Bauende innerhalb der Liegezeit

Nach Fertigstellung des überschütteten Dammes wurden 27 Messprofile mit mindestens drei Messpunkten ausgestattet. Die Nullmessung dieser Punkte wurde am 27.01.07 durchgeführt. In einem zeitlichen Abstand von ca. zwei Monaten wurde die Messung fortgesetzt. Die Gleichmäßigkeit der Messintervalle ist wichtig für die spätere Auswertung. Bestandteil der Auswertung sind Setzungsmulden, die den Setzungsverlauf im Messquerschnitt darstellen. Zeit-Setzungslinien werden für die fünf gewählten Berechnungsschnitte dargestellt. Ausschlaggebend für die Setzungsauswertung der Messpunkte ist die Liegezeit vom 27.01. bis zum 01.08.2007, da dieser Zeitraum für die Vorwegnahme der Konsolidationssetzungen vor der Herstellung des Straßenoberbaus zur Verfügung stand und die Messprofile bis zum 01.08.2007 vollständig im Setzungsmonitoring erfasst sind.

4.3.1 Ergebnisse für alle Messprofile (durchschnittliche Setzung im Verlauf der Dammachse)

Zunächst werden aus allen Messungen im Verlauf der Dammachse die Mittelwerte bestimmt. Mit diesen Werten lässt sich ein Gesamtüberblick der Zeit-Setzungslinie ermitteln. Im folgenden Diagramm (**Abbildung 16**) ist diese durchschnittliche Zeit-Setzungslinie dargestellt, wobei die Zeit logarithmisch aufgetragen ist. Die Kurve zeigt einen Verlauf der Konsolidationssetzung (während der Liegezeit), der mit der charakteristischen Zeit-Setzungslinie (siehe **Abbildung 1**) verglichen werden kann. Dabei lässt sich durch den Schnittpunkt zweier Tangenten bereits der Übergang von der Primär- in die Sekundärsetzung beschreiben. Damit kann die Konsolidierungssetzung zum Baubeginn des Straßenoberbaus bereits als vollendet betrachtet werden.

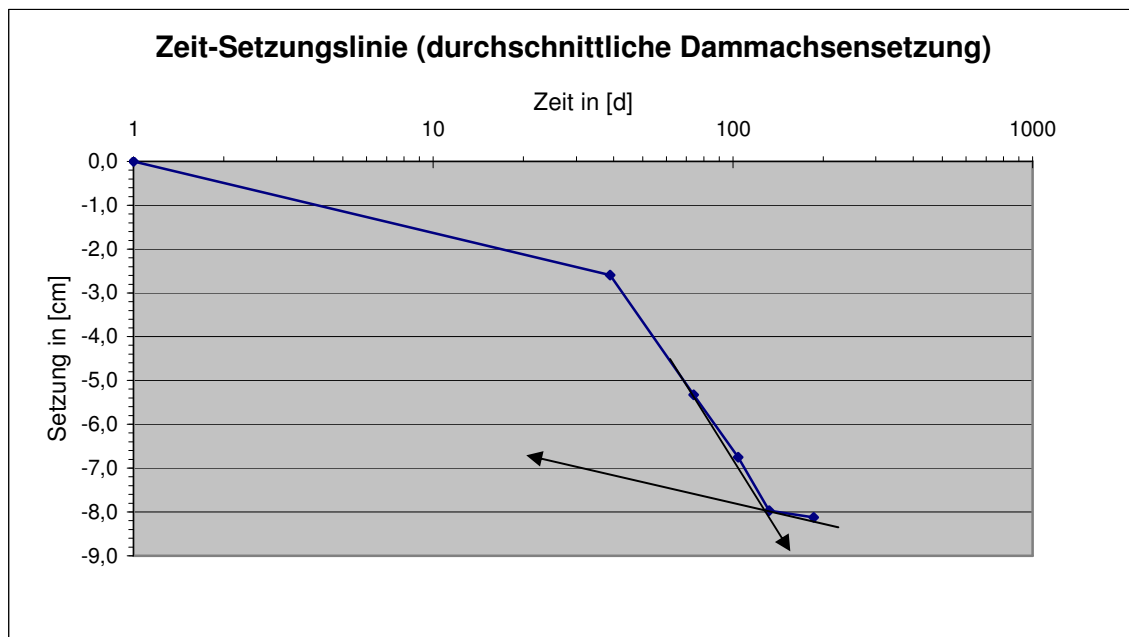


Abbildung 16: durchschnittliche Zeit-Setzungslinie (Dammachse)

Ebenfalls eine gute Veranschaulichung des Setzungsverhaltens ergibt der Verlauf der Setzungsgeschwindigkeit (**Abbildung 17**). Die Setzungsgeschwindigkeit wird in cm/Monat angegeben und beschreibt so den Betrag der Setzung, der sich in einem Monat (30 Tage) eingestellt hat. Der Verlauf zeigt, dass sich die Setzungsgeschwindigkeit bis zum 01.08.07 einem Wert von Null annähert. Dies bestätigt die Annahme, dass der Großteil der lastabhängigen Setzung abgeschlossen ist.

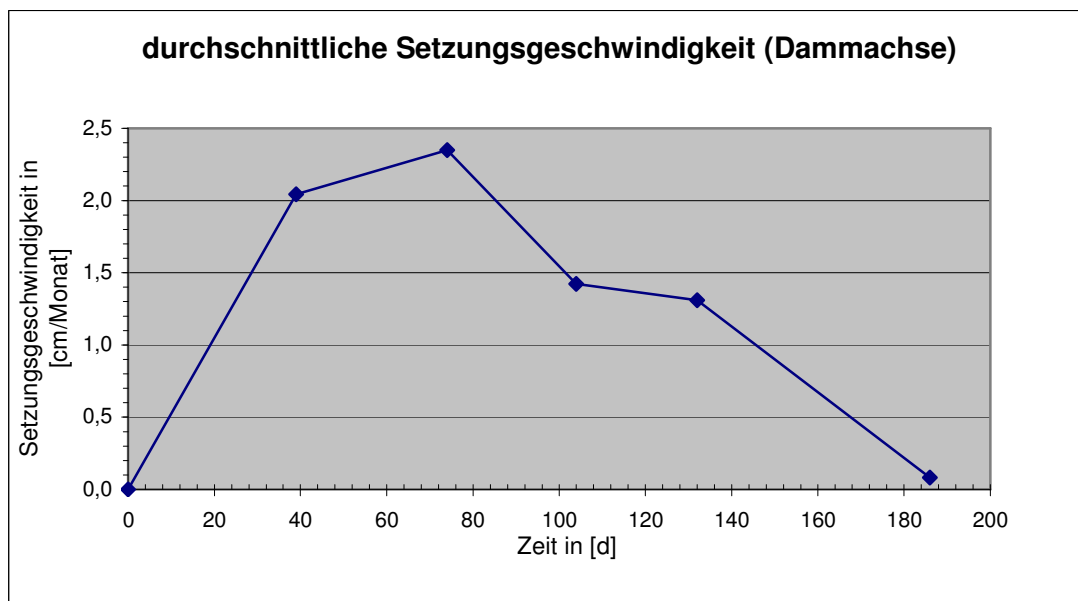


Abbildung 17: durchschnittliche Setzungsgeschwindigkeit (Dammachse)

Die gezeigten Diagramme stellen dabei den Durchschnitt aller Werte für den Verlauf der Dammachse dar. Die örtlichen und zeitlichen Unterschiede aller Messwerte werden dabei nicht veranschaulicht. Dazu wurden für die Messwerte eines Messtages je Messprofil Setzungsverläufe (auch Setzungsmulden genannt) erstellt. Anhand der Projektion der Werte auf den Längsschnitt des Dammes kann man die örtlichen Setzungsunterschiede erkennen. Die **Abbildung 18** enthält die entsprechende Darstellung. Dabei ergibt immer die Verbindung der Setzungen eines Messtages den konkreten Setzungsverlauf im Längsschnitt. Über die Abstände der zeitpunktbezogenen Setzungsverläufe zueinander, d.h. die Differenz zur Vormessung, lassen sich Rückschlüsse auf das Setzungsverhalten und den Verlauf der zeitlichen Setzungen ziehen. So sieht man deutlich, dass die Setzungsverläufe für den 01.08.07 und für den 08.06.07 sehr dicht beieinander liegen. Das belegt, dass in diesem Messintervall nur noch geringe Setzungen stattfanden.

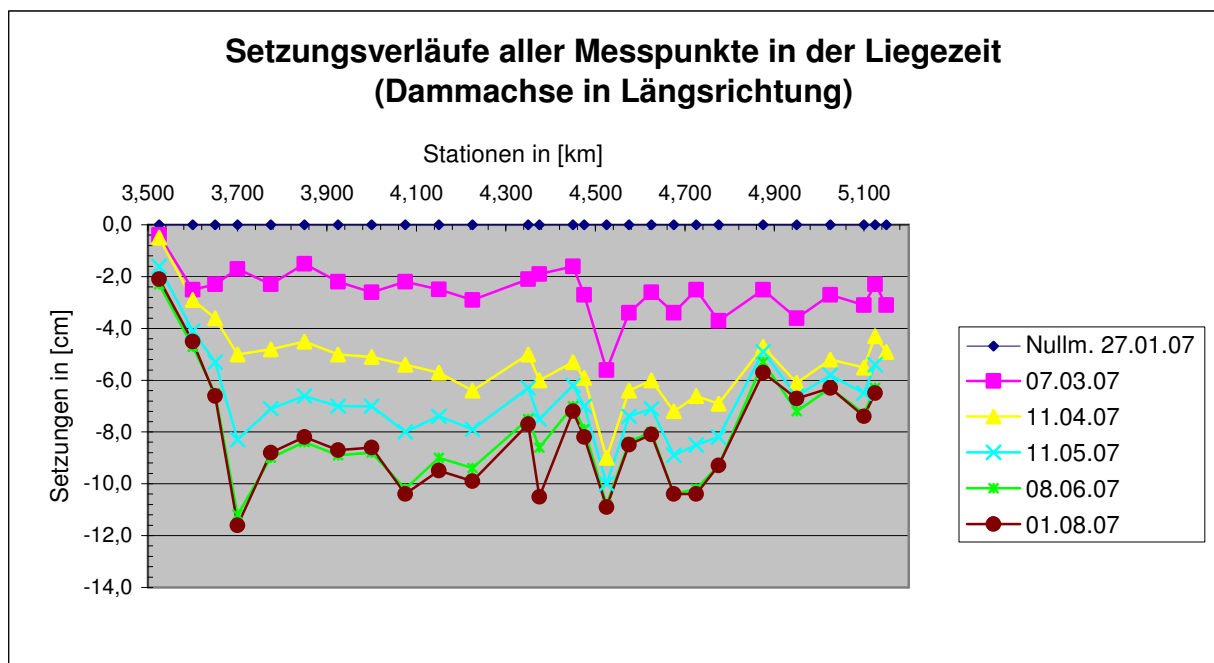


Abbildung 18: Setzungsverläufe der Messungen in der Liegezeit für den Verlauf der Dammachse

Eine Ausnahme hierbei bildet das Messprofil 13 (MP 13). Hier ist der Abstand der beiden letzten Messungen (08.06.07, 01.08.07) relativ groß. Dies bietet Anlass, die Messwerte dieses Profils einmal näher zu betrachten. Dazu enthalten die folgenden Abbildungen Diagramme zur Zeit-Setzungslinie und zur Setzungsgeschwindigkeit für den entsprechenden Punkt im MP 13.

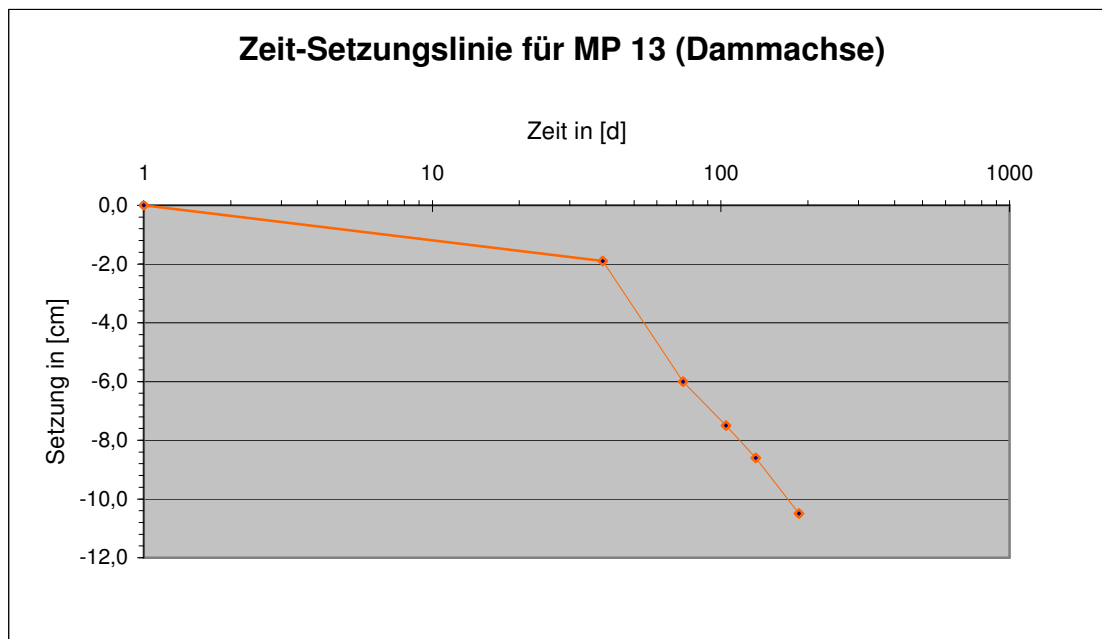


Abbildung 19: Zeit-Setzungslinie für die Dammachse des Messprofils 13

Die Zeit-Setzungslinie für MP 13 weist im Vergleich zur durchschnittlichen Zeit-Setzungslinie für alle Messprofile (siehe **Abbildung 16**) einen deutlichen Unterschied auf. Man erkennt, dass der steile Ast noch nicht an Neigung abgenommen hat. Es lässt sich also noch keine zweite Tangente anlegen, die zur Ermittlung der Trennlinie zwischen Primär- und Sekundärsetzung diene. Dass die Setzungen dennoch abgenommen haben, demonstriert **Abbildung 20**, die den Verlauf der Setzungsgeschwindigkeit veranschaulicht. Nach anfänglicher Zunahme der Geschwindigkeit auf einen Maximalwert von 3,5 cm/Monat, nahm die Setzungsgeschwindigkeit ab und verharrt nun seit 2 Monaten in einem Bereich von 1,5 bis 1,0 cm/Monat. Im Vergleich zur durchschnittlichen Setzungsgeschwindigkeit (**Abbildung 17**) lässt sich dieses konstante Verhalten im gleichen Bereich der Geschwindigkeit ebenfalls erkennen. Das legt die Vermutung nahe, dass mit einer kleinen zeitlichen Verzögerung die Setzungsgeschwindigkeit am MP 13 ebenfalls gegen Null streben wird.

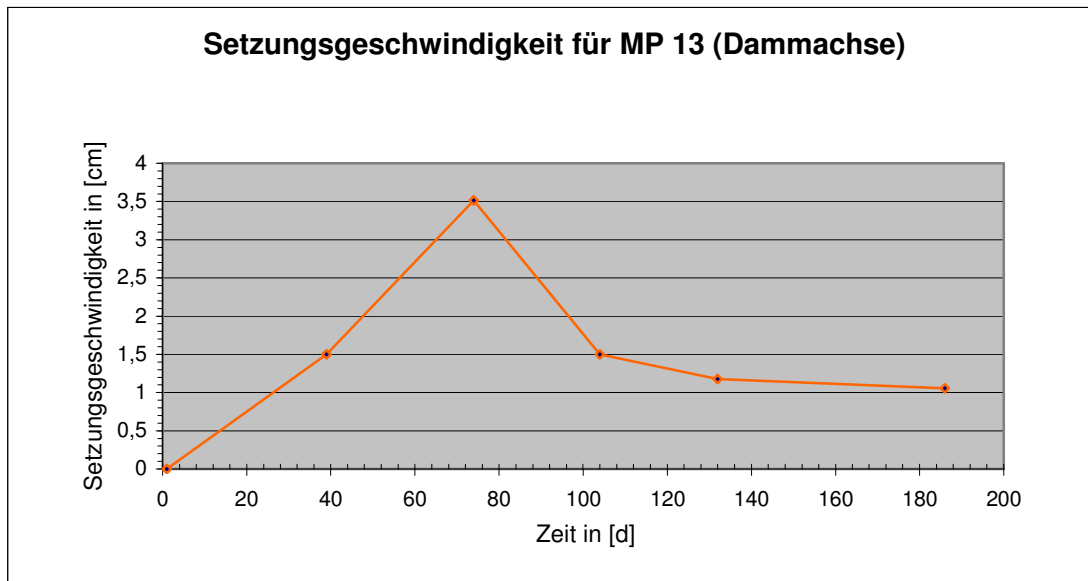


Abbildung 20: Setzungsgeschwindigkeit für das Messprofil 13

4.3.2 Ergebnisse für die Berechnungsschnitte

Für die analytische und die numerische Berechnung der Setzungen wurden Schnitte gewählt, die bestimmte Bereiche der Trasse repräsentieren sollen. Diese fünf Schnitte wurden in Abschnitt 3.3 näher erläutert. Nun wird für jeden Schnitt eine Auswertung der Setzungsmessung durchgeführt. Dazu werden die Zeit-Setzungslinien sowie die Setzungsgeschwindigkeiten und Setzungsmulden herangezogen.

Schnitt 1

Dieser Schnitt liegt im Gewachsenen. Dies zeigt nicht nur der Längsschnitt; es lässt sich auch an den Verläufen der folgenden Diagramme ableiten. **Abbildung 21** stellt die Zeit-Setzungslinie des Messprofils 1 dar (MP 1). Durch die logarithmische Zeitauftragung ist der Vergleich mit der qualitativen Zeit-Setzungslinie möglich. Der Schnittpunkt der beiden Tangenten beschreibt den Übergang von der Primär- zur Sekundärsetzung und somit das Ende der Konsolidation und den Beginn der Kriechsetzung. Die maximal gemessene Setzung beträgt hier 2,1 cm. Das ist im Vergleich zu allen anderen Messprofilen wenig, was die höhere Steifigkeit des gewachsenen Bodens im Vergleich zum Kippenboden unterstreicht.

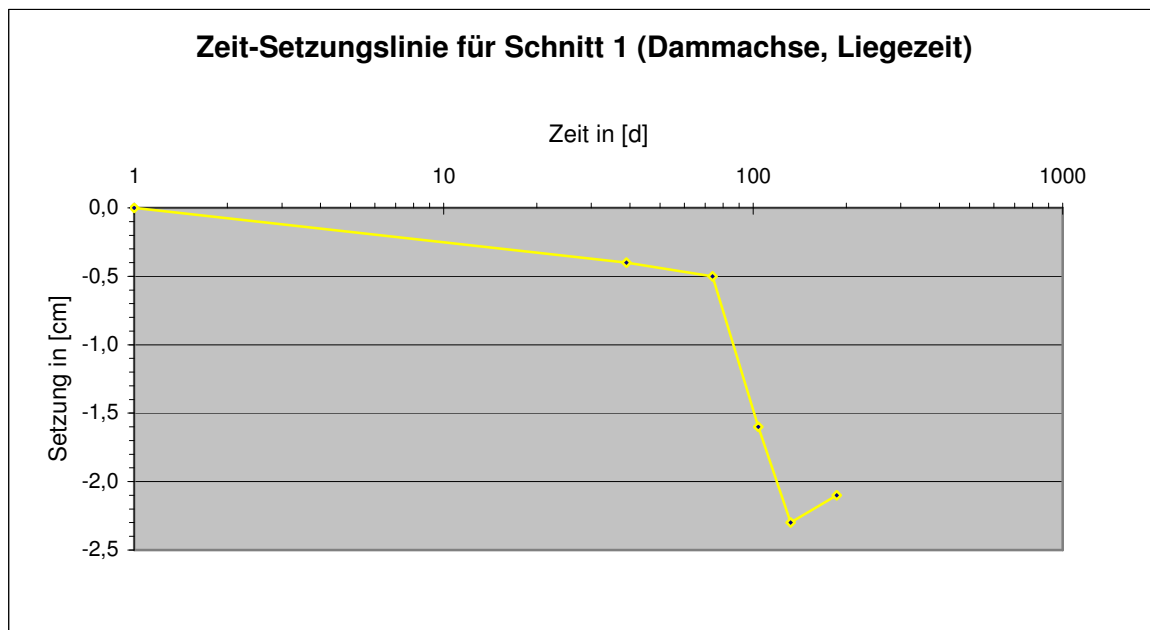


Abbildung 21: Zeit-Setzungslinie Schnitt 1 für die Liegezeit nach dem Dammaufbau

Es folgt ein Querschnitt durch den Damm im Zustand des ersten Bauabschnitts mit Überschüttung zur Beschleunigung der Konsolidation und Vorwegnahme der senkrechten Verkehrsbelastung. Die zugehörigen Setzungsmulden (**Abbildung 22**) zeigen die Unterschiede der Setzungen quer zur Achse. In diesem Querschnitt wurde die größte Setzung zum Ende der Liegezeit an der linken Dammschulter verzeichnet. Die Annäherung der Setzungsmulden für den 08.06.07 und den 01.08.07 deutet auf eine Abnahme der Setzungen hin.

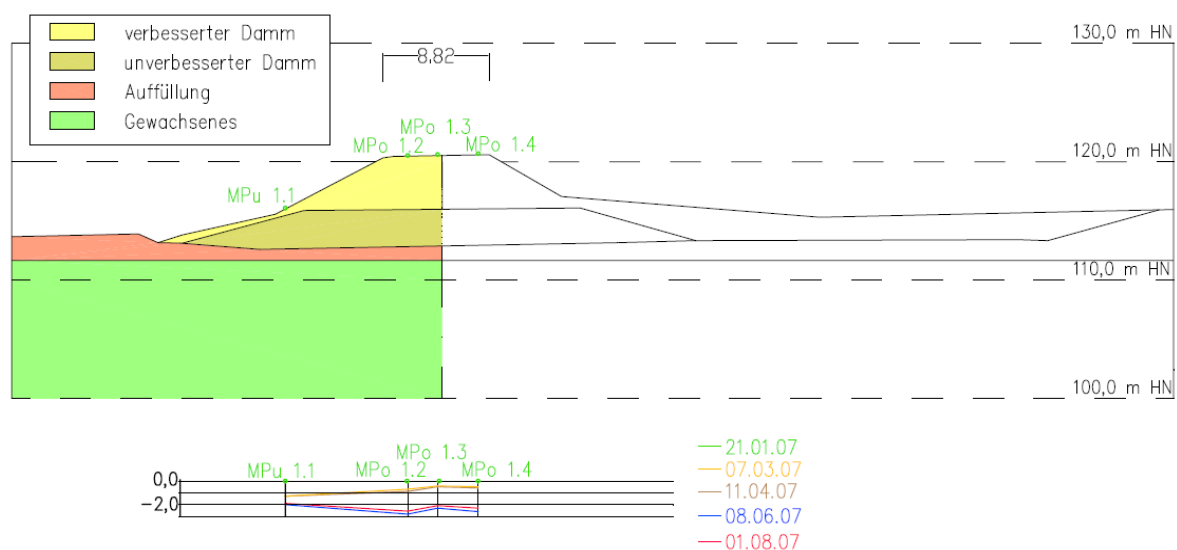


Abbildung 22: Querschnitt MP 1 mit Setzungsverlauf in [cm] aus Messungen mit dargestellten Punkten

Schnitt 2

Der zweite Berechnungsquerschnitt liegt im Übergang von der gewachsenen Südböschung des Tagebaus zur Innenkippe. Hier wurde im März 1997 eine Rutschung verzeichnet. Diese erschwert die Ermittlung der Grenze des natürlichen Untergrundes. Die Setzungen an dieser Stelle weisen auf geringere Tragfähigkeit bzw. Steifigkeit hin. Außerdem befindet sich der Schnitt im Bereich großer Dammhöhen, welche auch größere Spannungen im Untergrund hervorrufen.

Die Zeit-Setzungslinie und die Darstellung der Setzungsgeschwindigkeit deuten wie für Schnitt 1 auf ein Ende der Konsolidation hin. Hier wurde im Bereich der Dammachse innerhalb der Liegezeit eine maximale Setzung von 11,6 cm verzeichnet.

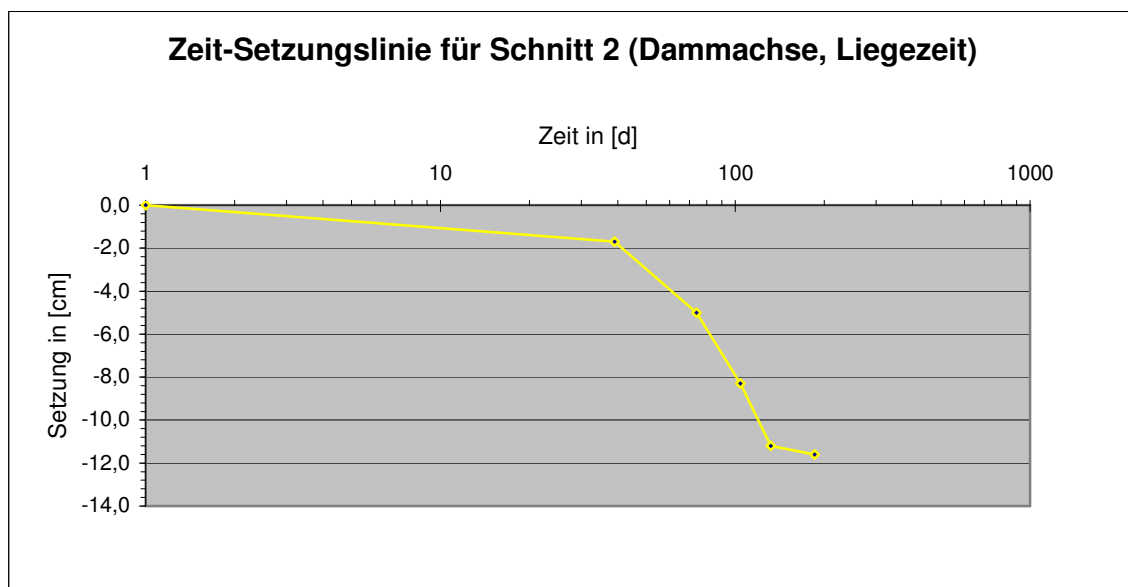


Abbildung 23: Zeit-Setzungslinie Schnitt 2 für die Liegezeit

Der Querschnitt mit den Setzungsmulden für die verschiedenen Messzeitpunkte ist in **Abbildung 24** enthalten. Hier erkennt man auch die relativ große Dammhöhe. Der Maximalwert der Setzung von 12,6 cm wurde im Bereich der Dammböschung (Übergang steile zu flache Böschung) beim Messpunkt MPu 4.5 gemessen.

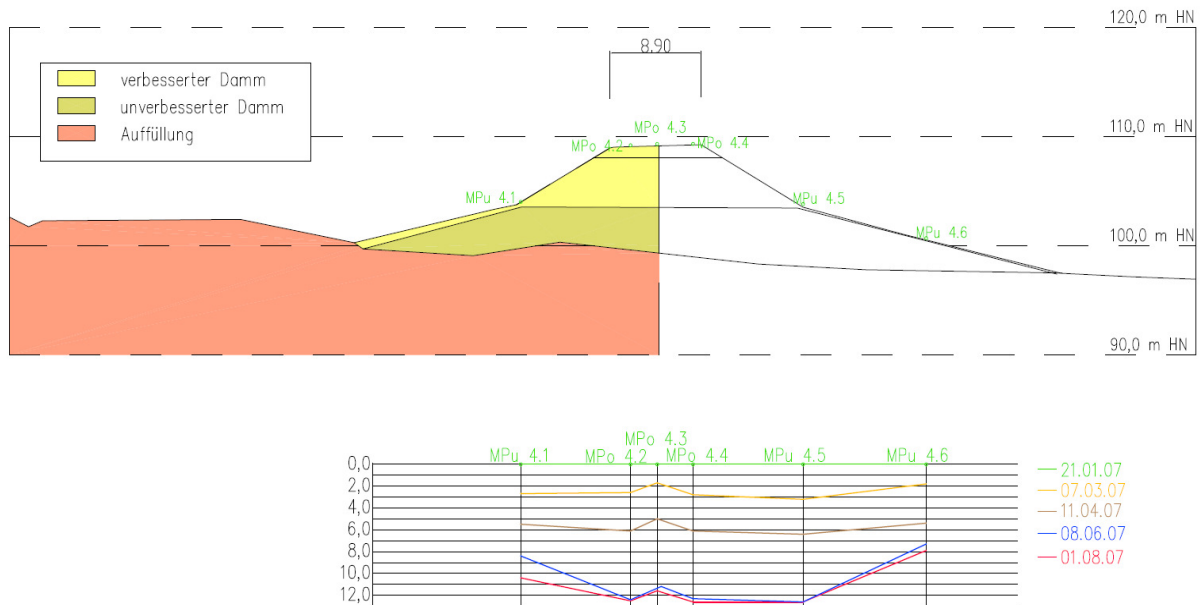


Abbildung 24: Querschnitt MP 4 mit Setzungsverlauf in [cm] für Schnitt 2

Schnitt 3

Dieser Berechnungsschnitt liegt im Bereich niedriger Dammhöhen, die 5 m nicht überschreiten. Die Setzungsbeträge für den Messpunkt in Dammmitte sind der **Abbildung 25** zu entnehmen. Der Maximalwert für die betrachtete Liegezeit beläuft sich hier auf 10,3 cm (Messpunkt MPo 10.4). Die Zeit-Setzungslinie entspricht dem erwarteten qualitativen Verlauf (siehe **Abbildung 1**) sehr gut und somit kann auch hier auf ein Ende der Konsolidation innerhalb der Liegezeit geschlossen werden.

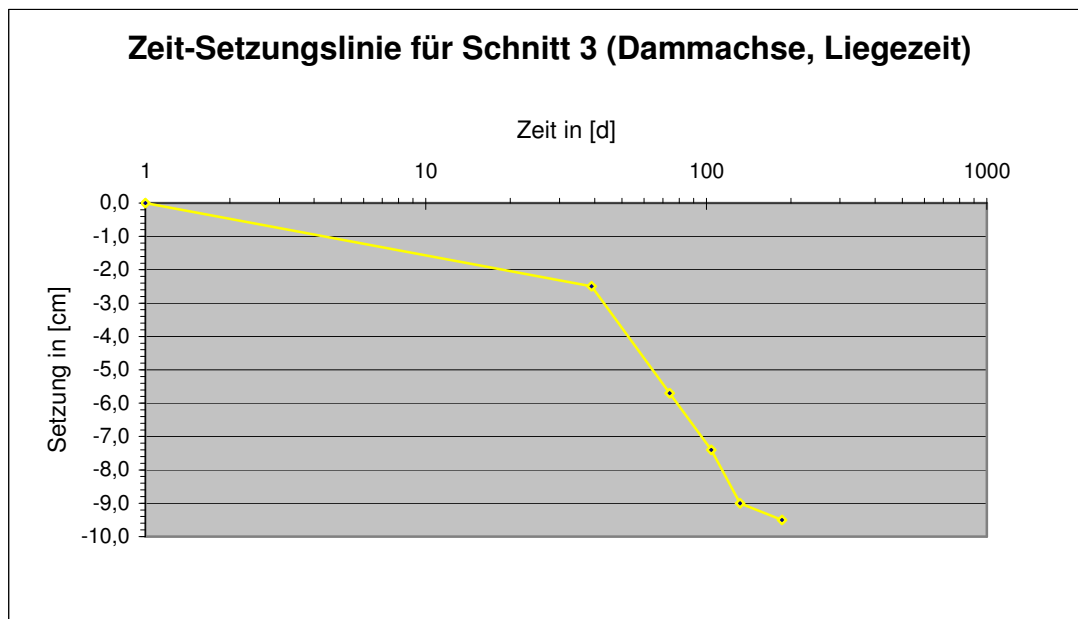


Abbildung 25: Zeit-Setzungslinie für Schnitt 3

Die Setzungsmulden (**Abbildung 26**) für diesen Querschnitt zeigen ebenfalls die Abnahme der Setzungsbeträge sowie die Unterschiede der Setzungen innerhalb des Profils.

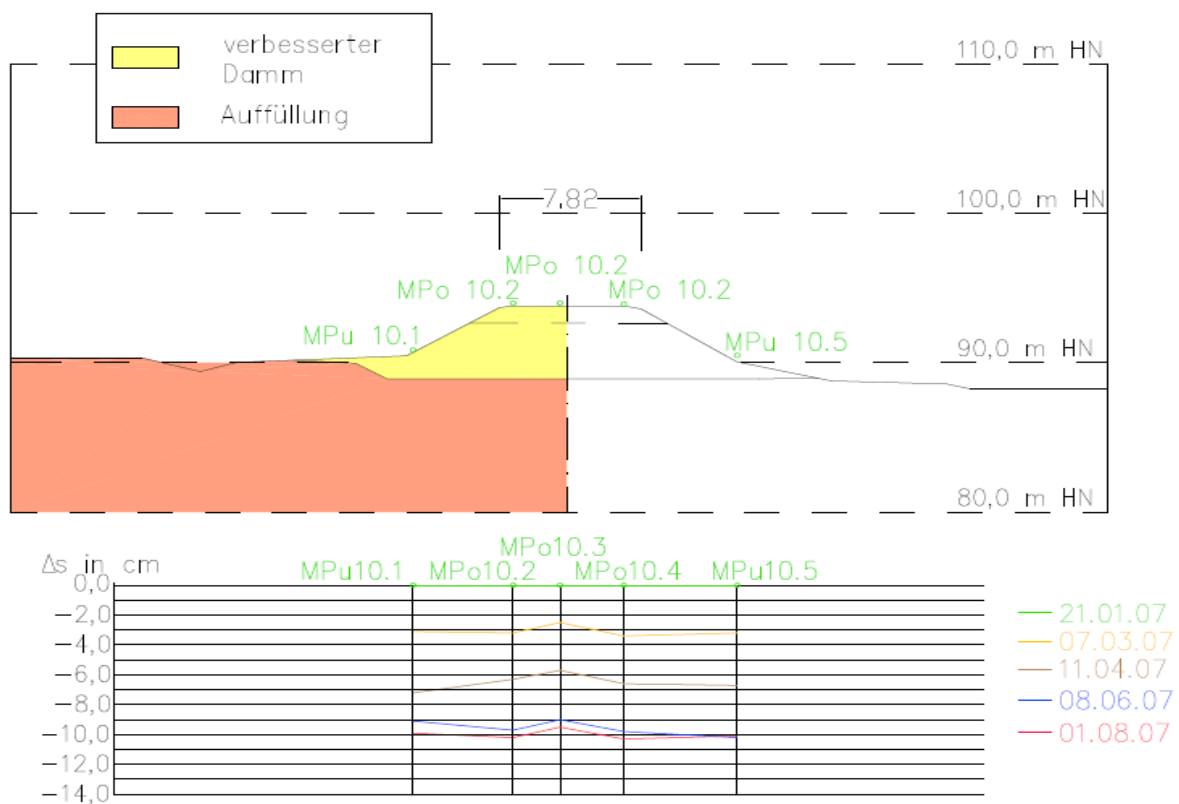


Abbildung 26: Querschnitt MP 10 mit Setzungsverlauf für Schnitt 3

Schnitt 4

Dieser Schnitt liegt im sogenannten Kippentiefbereich, was bedeutet, dass die Kippenoberfläche in einem buchtförmigen Bereich ca. 10 m tiefer liegt als in den angrenzenden Dammschnitten. Die Kippenmächtigkeit wird dabei von der Oberfläche der Dammaufstandsfläche bis zum Übergang zum Gewachsenen gemessen. An dieser Stelle wurde der untere Teil des Dammes unverbessert und der darüber liegende Teil mit Bindemittel verbessert aufgebaut. Insgesamt ergibt sich mit der Überschüttung eine Dammhöhe von ca. 13 m. Das auf der Ostseite des Dammes durch den Dammaufbau entstandene „Loch“ wurde im Zuge einer Geländeregulierung während des Dammaufbaus verfüllt.

Im Schnitt 4 wurden während der Bauausführung und in der Liegezeit die größten Setzungen verzeichnet. Jedoch auch hier zeigt die Zeit-Setzungslinie (**Abbildung 27**) eine Abnahme der Setzungen.

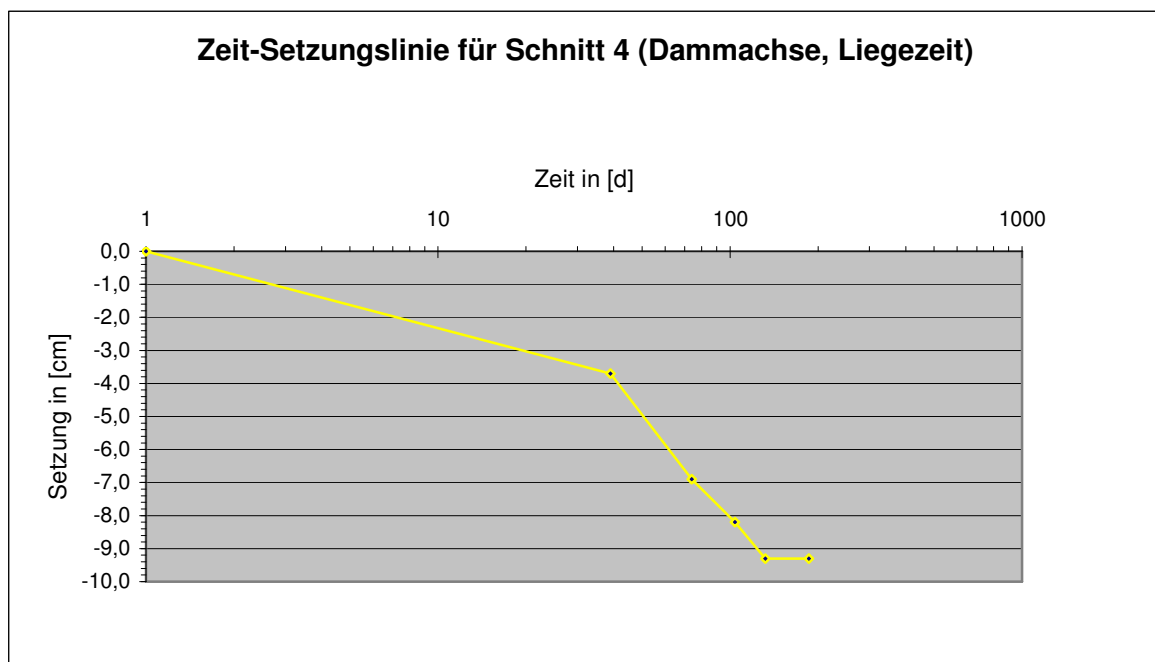


Abbildung 27: Zeit-Setzungslinie Schnitt 4 für die Liegezeit

Im Querschnitt durch den Damm (**Abbildung 28**) erkennt man den Dammaufbau und die seitliche Verfüllung. Die zugehörigen Setzungsmulden ergeben für die Liegezeit einen Maximalwert der Setzung in diesem Querschnitt von 10,5 cm am Messpunkt MPo 20.5 hin.

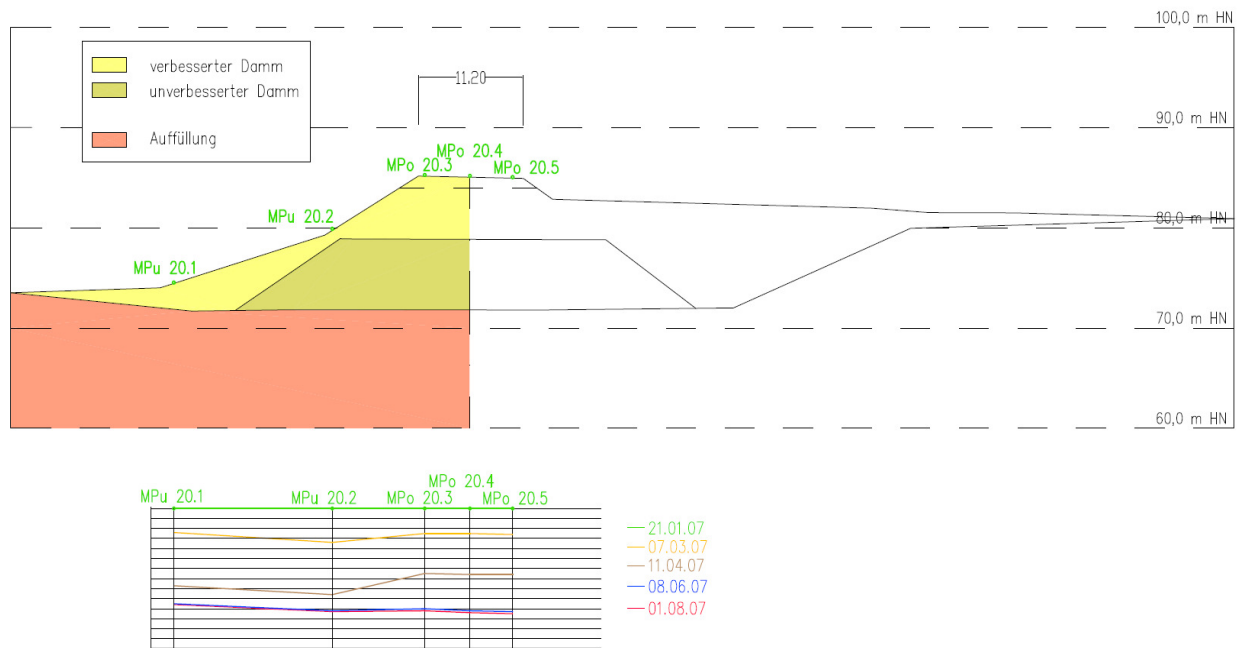


Abbildung 28: Querschnitt MP 20 mit Setzungsverlauf für Schnitt 4

Schnitt 5

Dieser Schnitt beschreibt die Querung der Aschespülfläche, für die ein vollständiger Bodenaustausch der anstehenden thixotropen Spülaschen realisiert wurde. Abgesehen vom Gewachsenen wurden hier beim Setzungsmonitoring für die Liegezeit die geringsten Setzungen von durchschnittlich 6,8 cm verzeichnet. Das belegt die Qualität des Bodenaustausches sowie die vergleichsweise geringe verbliebene Restmächtigkeit an Kippenboden unterhalb der Ascheablagerungen.

Im Folgenden ist die Zeit-Setzungslinie für das zugehörige Messprofil MP 26 dargestellt (**Abbildung 29**). Ihr Verlauf zeigt eine deutliche Abnahme der Setzungen auf. Auch in diesem Fall kann die Konsolidierungssetzung als beendet betrachtet werden.

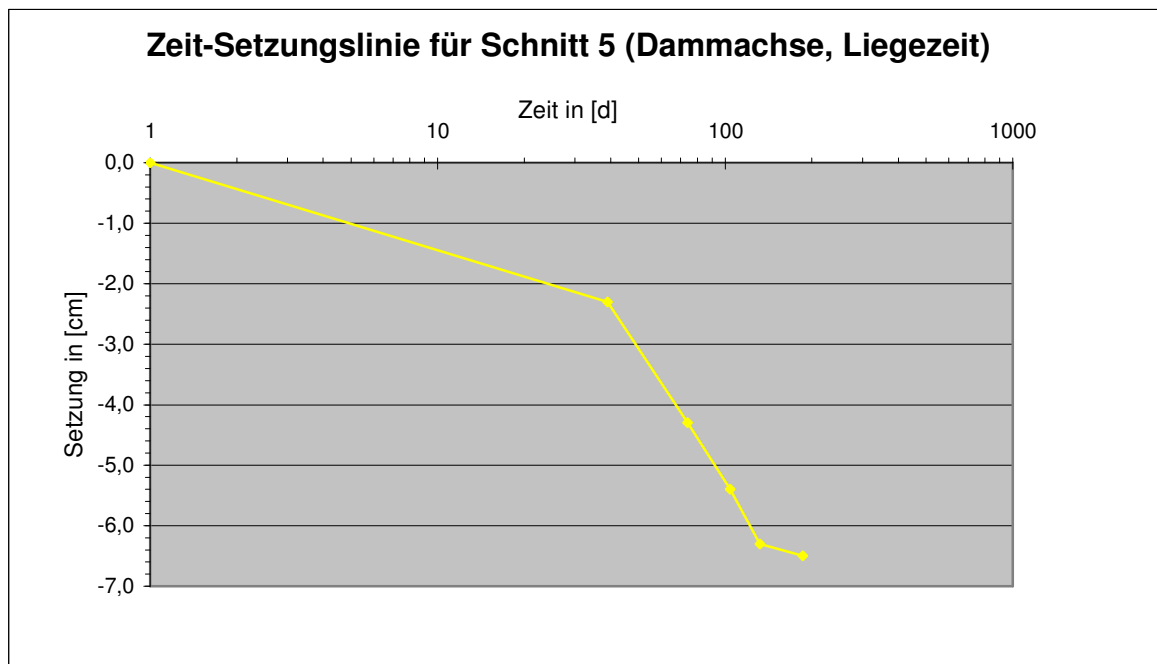


Abbildung 29: Zeit-Setzungslinie für Schnitt 5

Im folgenden Bild (**Abbildung 30**) erkennt man den Querschnitt des MP 26 mit den Setzungsmulden. Die größte Setzung für diesen Querschnitt wurde demnach an der rechten Dammschulter gemessen.

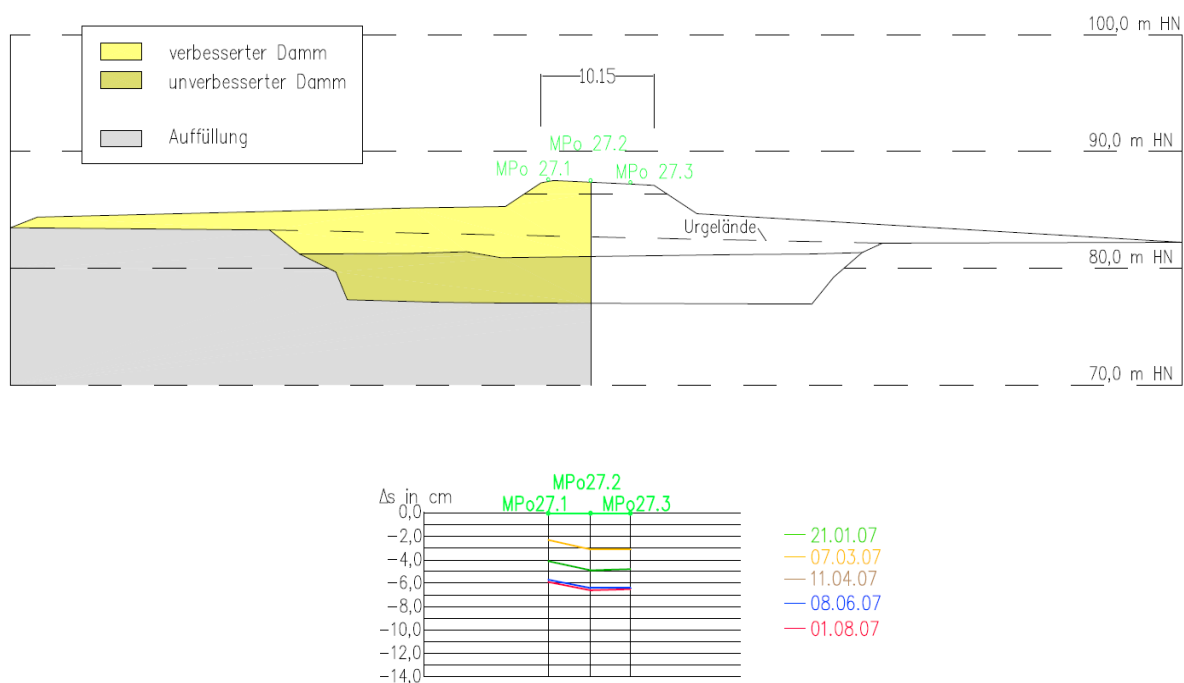


Abbildung 30: Querschnitt MP 26 mit Setzungsverlauf für Schnitt 5

Mit den beschriebenen Ergebnissen des Setzungsmonitorings soll das Baugrundmodell kalibriert werden. Außerdem kann bereits eine Einschätzung zum Setzungsverhalten des Kippenbaugrundes getroffen werden. Die großen Anfangsverformungen zu Baubeginn und die schnelle Abnahme der Setzungsgeschwindigkeit innerhalb der Liegezeit deuten auf ein für bindige Böden untypisches Setzungsverhalten hin. Für bindige Böden wird die Sofortsetzung als gering angenommen, da das Porenwasser zunächst die Last aufnimmt und danach langsam ausgepresst wird. Demzufolge geht man auch von einer langen Konsolidierungsphase aus. Dies trifft hier jedoch nicht zu. Die Setzung während der dreimonatigen Bauphase (Sofortsetzung) sind im Gegensatz zu den Setzungen nach Bauende (Konsolidierung) sehr groß. Dies ist auf die Makrostruktur des Bodens aufgrund der Verkipptechnologie zurückzuführen. Die bei der Verkipfung entstandenen Hohlräume lassen eine anfängliche Umlagerung der Bodenklumpen infolge der Belastung zu. Infolge dieser Verformung, die mit einer Verdichtung einhergeht, verändern sich die Verformungsparameter wie der Steifemodul oder Baugrundeigenschaften wie die Wichte. Dieses Verhalten des Bodens unter Belastung ist wichtig für die Wahl einer geeigneten Theorie zur analytischen Setzungsberechnung sowie für die Wahl eines geeigneten Stoffmodells zur FEM-Berechnung. Für die Konsolidierungstheorie sind Annahmen zu treffen, die den Boden als wassergesättigt und homogen ansehen. Von einer Anwendung der Konsolidierungstheorie nach Terzaghi muss aus diesem Grunde eher abgesehen werden.

4.4 Gesamtsetzung während und nach der Bauausführung für die Berechnungsschnitte

Nun werden die gemessenen Setzungen während und nach der Bauausführung in einer gemeinsamen Zeit-Setzungslinie zusammengeführt. Für den Monat ohne Messungen wird zunächst vereinfacht angenommen, dass keine Setzung stattgefunden hat. Die vorhandenen Zeit-Setzungslinien für die Zeit während des Dammaufbaus und die Liegezeit werden dazu waagrecht verbunden (gestrichelte Linie).

Für Schnitt 1 ergibt sich so die folgende Zeit-Setzungslinie (**Abbildung 31**) mit einer gemessenen Gesamtsetzung von 56 cm. Die Linie zeigt einen starken Knick für den Übergang von der Bauzeit zur Liegezeit. Der Großteil der belastungsabhängigen Setzungen ist dementsprechend bereits während der Bauphase abgeschlossen. Dieses Bild bestätigt sich für alle fünf betrachteten Schnitte (siehe Anlage 4).

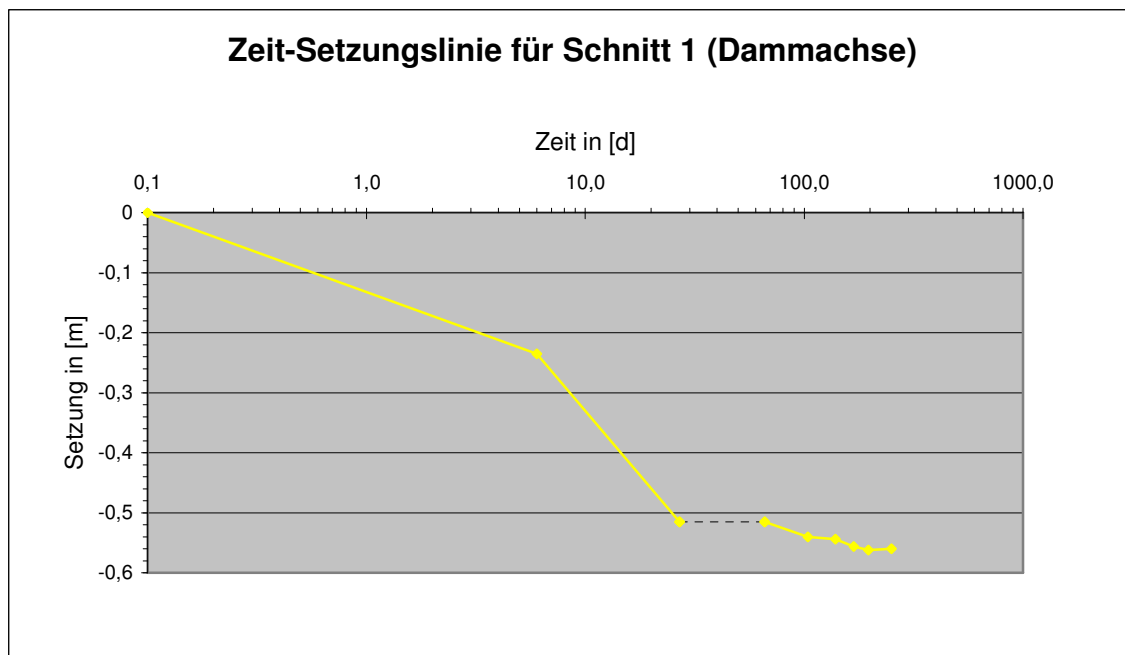


Abbildung 31: Zeit-Setzungslinie für den Schnitt 1 (Dammachse, Setzung der Fehlzeit als Gerade angenommen)

Damit lässt sich die Annahme untermauern, dass die lastabhängigen Setzungen nicht in großem Maße auf Konsolidation zurückzuführen sind. Die Konsolidationssetzung nimmt im Gegenteil einen für bindige Böden untypisch kleinen Wert ein. Das Verhältnis der Setzungsanteile aus Sofortsetzung und Konsolidationssetzung beträgt 11,4:1. Die Zeit-Setzungslinien der anderen Schnitte unterscheiden sich in ihrem Verlauf nicht sehr voneinander. Deswegen wird hier ausschließlich die Zeit-Setzungslinie des Schnittes 1 exemplarisch gezeigt und mit **Tabelle 6** eine tabellarische Übersicht über die gemessenen Gesamtsetzungen für die Dammachsen der Berechnungsschnitte gegeben. In der folgenden **Abbildung 32** wird die Gesamtsetzung für Schnitt mit der für die Fehlzeit interpolierten Setzung gezeigt. Dazu wurde der Mittelwert der Setzungsgeschwindigkeiten in [cm/Monat] unmittelbar vor und nach der Ausfallzeit gebildet. Die so entstandene modifizierte Gesamtsetzung wird in dieser Arbeit $s_{\text{gem,mod}}$ genannt und ist ebenfalls in der **Tabelle 6** aufgeführt. In dieser Arbeit werden die modifizierten Messwerte als Vergleich herangezogen.

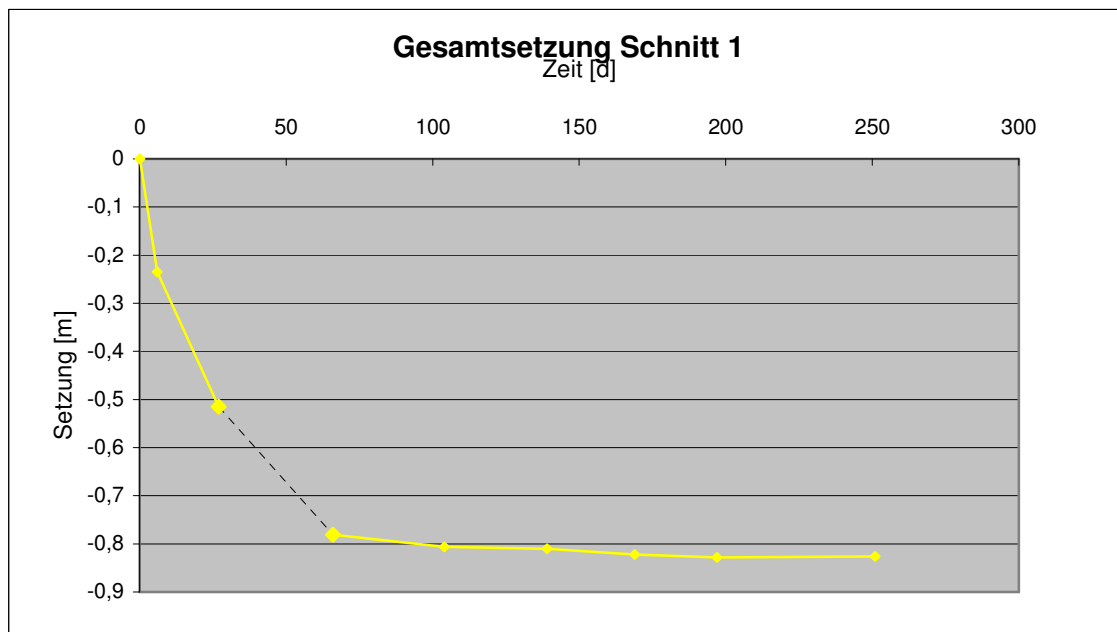


Abbildung 32: Zeit-Setzungslinie für den Schnitt 1 (Dammachse, Setzung der Fehlzeit interpoliert)

Tabelle 6: Gemessene Gesamtsetzung in [cm] aus Setzungsplatten und Setzungsmonitoring

	s (Bauzeit)	s (Liegezeit)	s (Gesamt)	s _{gem,mod} in [cm]
Schnitt 1	-51,5	-4,5	-56,0	-82,6
Schnitt 2	-82,0	-11,6	-93,6	-111,7
Schnitt 3	-50,0	-9,5	-59,5	-96,0
Schnitt 4	-117,0	-9,3	-126,3	-143,3
Schnitt 5	-45,0	-6,5	-51,5	-56,5

4.5 Interpretation der Messwerte – Extrapolation der Endsetzung

Zur Extrapolation der Endwerte der Setzungen kommt das Verfahren nach SHERIF [31] zur Anwendung. Darin wird für den Verlauf der Setzungen die folgende Hyperbelfunktion angegeben:

$$s(t) = \frac{t}{a + b \cdot t} \xi \quad (10)$$

für den dimensionslosen Parameter ξ gilt

$$\xi = \frac{\Delta p(t)}{\Delta p_{\max}} \quad (11)$$

dabei ist: $\Delta p(t)$... zusätzliche Belastung zur Zeitpunkt t

Δp_{\max} ... maximale zusätzliche Belastung

Die zeitabhängige Belastung kann aus der Setzungs-Belastungsbeziehung entnommen werden, die wiederum aus den Messungen der Setzungsplatten ermittelt werden. Dazu wird mit der Formel

$$\Delta p(t) = \gamma_D \cdot h(t) \quad (12)$$

Für das Dammbaumaterial wird dabei eine Wichte von $\gamma_D = 19,5 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Die Höhe $h(t)$ entspricht der mittels Drucksondierung ermittelten Aufbauhöhe. Mit der jeweiligen maximalen Aufbauhöhe wird dann die maximale zusätzliche Belastung Δp_{\max} bestimmt. Durch eine geeignete Wahl des Koordinatensystems kann die Hyperbelfunktion in eine Gerade umgewandelt werden. Die Werte für die Skalierung der Ordinate ergeben sich dafür aus der Funktion $t/s \cdot \xi$. Aufgetragen über die Zeit ergeben sich für die fünf Schnitte die in **Abbildung 33** dargestellten Zeitsetzungs-Belastungslinien als Geraden.

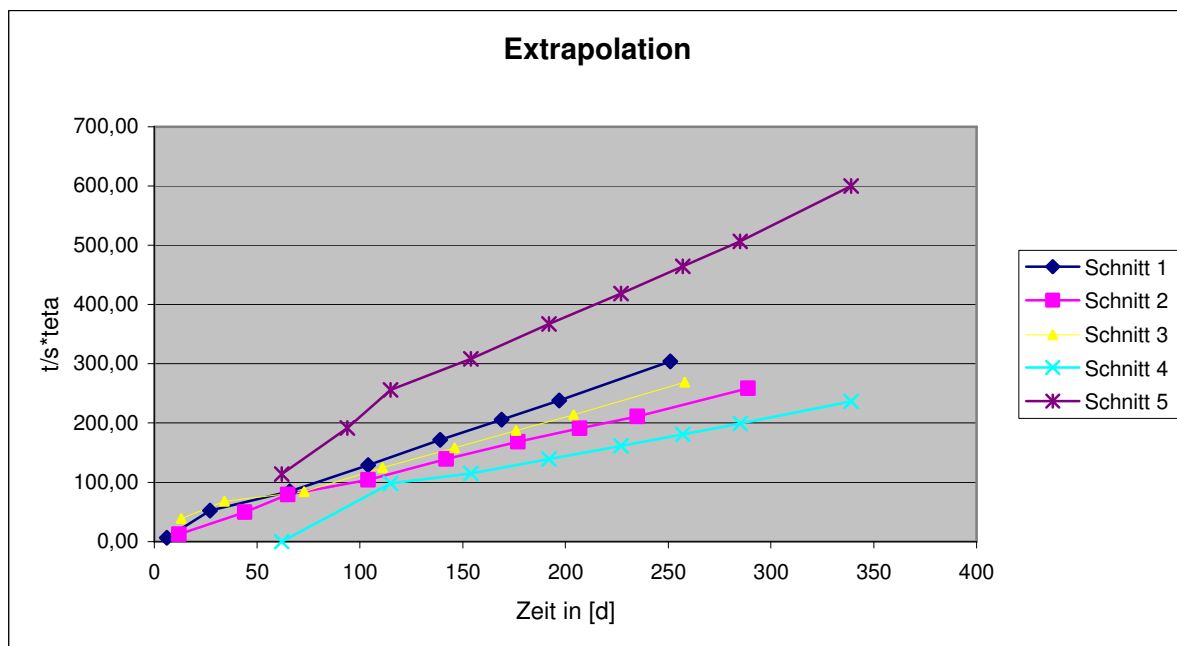


Abbildung 33: Zeitsetzungs-Belastungslinien

Die extrapolierten Endwerte ergeben sich dann aus dem Kehrwert der Steigung β dieser Geraden. Die jeweilige Steigung und die aus der Beziehung $s_{\infty} = 1/\beta$ ermittelte Endsetzung sind in der **Tabelle 7** aufgeführt.

Tabelle 7: extrapolierte Endsetzung aus Messungen und Vergleich mit tatsächlichen Werten

	β	s_{∞} in [m]	$s_{\text{gem,mod}}$ in [m]
Schnitt 1	1,171	0,85	0,83
Schnitt 2	0,86	1,16	1,12
Schnitt 3	0,922	1,08	0,96
Schnitt 4	0,654	1,53	1,43
Schnitt 5	1,67	0,60	0,57

Die mittels Extrapolation ermittelten Endsetzungen können unter Vorbehalt zur Setzungsprognose genutzt werden. Sie beinhalten nicht die Setzung aufgrund des Wiederanstiegs des Grundwassers.

5 Analytische Setzungsberechnung

Die Setzungsanteile eines Verkehrsdammes auf einer Tagebaukippe werden folgendermaßen zusammengesetzt:

$$s = s_D + s_K = s_{ED} + s_{EK} + s_{EG} + s_L \quad (13)$$

mit: s_{ED} ... Eigensetzung des Dammes

s_{EK} ... Eigensetzung der Kippe

s_{EG} ... Setzung der Kippe aus Wiederanstieg des Grundwassers

s_L ... Lastsetzung aus statischer und dynamischer Belastung aus Damm und Verkehrslast

In diesem Abschnitt werden Möglichkeiten zur Ermittlung dieser Setzungsanteile recherchiert und durchgeführt. Der relevanteste Setzungsanteil ist die lastabhängige Setzung, die laut DIN 4019 – Teil 1 mithilfe zweier Verfahren berechnet werden kann.

- Direkte Setzungsberechnung (mithilfe geschlossener Formeln; siehe Abschnitt 5.1.1)
- Indirekte Setzungsberechnung (über die Spannungsverteilung im Boden; siehe Abschnitt 5.1.1)

Für die Setzungsanteile aus Eigensetzung des Dammes kann eine einfache Formel Anwendung finden, die aus [11] entnommen wurde. Für die Eigensetzung des Dammes gibt es zur Abschätzung auch Erfahrungswerte, die als Ergebnis eine Spanne liefern, innerhalb jener die Eigensetzung des Dammes angenommen wird (siehe Abschnitt 5.1.2).

Zur Ermittlung der Setzung resultierend aus dem Wiederanstieg des Grundwassers kann nach [1] eine Abschätzung aus Erfahrungswerten angegeben werden (siehe Abschnitt 5.1.3).

5.1 Berechnungsgrundlagen für die einzelnen Setzungsanteile

5.1.1 Der Lastsetzungsanteil

Die Ermittlung des Lastsetzungsanteils s_L des Baugrundes kann auf Grundlage der DIN 4019 nach der direkten oder der indirekten Methode durchgeführt werden. Beide Verfahren arbeiten mit der Spannungsverteilung im Boden. Im anschließenden Teil werden die beiden

Berechnungsverfahren kurz vorgestellt und danach auf die theoretischen Grundlagen eingegangen.

Setzungsberechnung mithilfe geschlossener Formeln über Setzungseinfluss- bzw. Setzungsbeiwerte f

Dieses Verfahren bezeichnet man auch als direkte Methode. Mithilfe der Formel (14) kann die Setzung ermittelt werden.

$$s = \frac{\sigma_0 \cdot b \cdot f}{E_m} \quad (14)$$

- mit:
- $\sigma_0 \dots$ mittlere setzungsrelevante Bodenpressung unter dem Bauwerk
(vermindert um die Aushubentlastung)
 - $b \dots$ Breite der Gründungsfläche
 - $f \dots$ Setzungsbeiwert, abhängig von den Abmessungen der
Gründungsfläche, der Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht,
der Querdehnzahl
 - $E_m \dots$ mittlerer Zusammendrückungsmodul für die ganze
zusammendrückbare Schicht; kann aus dem Steifemodul E_s ermittelt
werden

Der mittlere Zusammendrückungsmodul E_m kann mithilfe eines Korrekturbeiwertes κ über die Formel

$$E_m = \frac{E_s}{\kappa} \quad (15)$$

berechnet werden. Der Korrekturbeiwert κ ist eine materialabhängige Größe. Die folgende **Tabelle 8** zeigt Korrekturbeiwerte für verschiedene Bodenarten. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Korrekturbeiwerte auch für errechnete Setzungen nach der indirekten Methode verwendet werden können.

Tabelle 8: Korrekturbeiwerte für die Setzungsberechnung nach DIN 4019

Bodenart	κ
Sand und Schluff	$\approx 2/3$
einfach verdichteter und leicht überverdichteter Ton	≈ 1
stark überverdichteter Ton	$\approx 1/2$ bis 1

Nach [21] werden folgende Korrekturbeiwerte vorgeschlagen.

Tabelle 9: Korrekturbeiwerte für die Setzungsberechnung nach Skempton/Bjerrum aus [21]

Bodenart	κ
sehr strukturempfindlicher Ton (sehr weicher See- und Meereston)	1,0 bis 1,2
normalkonsolidierter Ton	0,7 bis 1,0
überkonsolidierter Ton	0,5 bis 0,7
stark überkonsolidierter Ton	0,2 bis 0,7

Die in **Tabelle 8** und **Tabelle 9** dargestellten Korrekturbeiwerte können wie in Formel (32) auch direkt zur Korrektur der berechneten Setzungen verwendet werden. In Abschnitt 5.2.2, **Tabelle 17** sind die mithilfe dieses Verfahrens modifizierten Setzungswerte gezeigt.

Die direkte Methode legt ein starres Fundament mit lotrecht-mittiger Last zugrunde. Unter dem Bauwerk befindet sich nachgiebiger Baugrund mit der begrenzten Schichtdicke z und einem konstanten Steifemodul E_s . Unter der nachgiebigen Schicht befindet sich unnachgiebiger Baugrund.

Setzungsberechnung über die Spannungsverteilung im Boden

In diesem Verfahren werden die Setzungen nicht direkt ermittelt, sondern aus der Verteilung der lotrechten Spannung im Boden, die zunächst bestimmt werden muss, berechnet. Deswegen spricht man hier auch von der indirekten Setzungsberechnung. Bei dieser Methode wird vereinfachend angenommen, dass die Verteilung der Zusatzspannung σ_z unabhängig von den Materialeigenschaften des Bodens ist. In Wirklichkeit hängt der Spannungszustand vom nicht-linearen Stoffverhalten ab. Allerdings ist der mit dieser Annahme verbundene Fehler vergleichsweise gering.

Folgende Schritte sind dabei erforderlich:

- Einteilung des Untergrundes in i Schichten mit der Dicke Δz_i

- Ermittlung Vorlastzustand $\sigma_{\bar{u}}(\gamma) = \gamma \cdot (d + z)$ in Schwerpunkten der Schichtelemente
- Ermittlung Zusatzspannung σ_z infolge der Baumaßnahme an den Schichtgrenzen (evtl. Aushub berücksichtigen)
- Bestimmung mittlere Zusatzspannung $\sigma_{z,mi}$ – Mittelwert aus Werten an den Schichtgrenzen
- mit σ_z und $\sigma_{z,mi}$ kann direkt aus dem Drucksetzungsdiagramm das zugehörige $\Delta\epsilon_i$ ermittelt werden
- Gesamtsetzung – Summe der Setzungen der einzelnen Schichten nach der Formel

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta\epsilon_i \cdot \Delta z_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,mi}}{E_{si}} \cdot \Delta z_i \quad (16)$$

mit: $\Delta\epsilon_i \dots$ Dehnung der jeweiligen Schicht

$\Delta z_i \dots$ Schichtdicke

$\sigma_{z,mi} \dots$ mittlere Zusatzspannung

$E_{si} \dots$ schichtabhängiger Steifemodul

Spannungen im Boden

Zur Setzungsberechnung ist es wichtig, die Spannungen im Boden zu kennen. Spannungen im Boden werden ausgelöst durch:

- Eigenlast des Bodens (Überlagerungsspannung)
- Baugrubenaushub (Entlastung des Bodens um die Vorbelastung)
- Bauwerkslasten (Zusatzspannung infolge der Bauwerkslast).

Im Folgenden werden die Berechnungen der Spannungen im Boden kurz erklärt.

Die Überlagerungsspannung $\sigma_{\bar{0}}$ infolge Eigenlast des Bodens

Diese Spannung wird über die Tiefen $h = z + d$ unter der Geländeoberfläche unter Einbeziehung der Wichte berechnet. Die Überlagerungsspannung ergibt sich für einheitlichen Baugrund zu

$$\sigma_{\bar{0}} = \gamma \cdot h = \gamma \cdot (z + d) \quad (17)$$

dabei ist: $\gamma \dots$ Wichte des Bodens

$z \dots$ Tiefe unter Bauwerkssohle

$d \dots$ Gründungstiefe.

Für geschichteten Baugrund gilt:

$$\sigma_{\bar{0}} = \gamma \cdot d + \sum \Delta d_m \cdot \gamma_m \quad (18)$$

dabei ist: $\Delta d_m \dots$ Dicke der jeweiligen Schicht

$\gamma_m \dots$ Wichte des Bodens der Schicht

Sohlnormalspannung infolge Baugrubenaushub

Für die Berechnung der Sohlnormalspannung als Zusatzlast aus dem Bauwerk muss der Aushub der Baugrube berücksichtigt werden. Die wirksame Sohlnormalspannung σ_0' wird daher berechnet aus

$$\sigma_0' = \sigma_0 - \gamma \cdot d \quad (19)$$

mit $\sigma_0 \dots$ Sohlnormalspannung unter dem Bauwerk.

Wobei in einschlägiger Literatur die wirksame Sohlnormalspannung auch als σ_1 bezeichnet wird.

Spannung infolge Bauwerkslasten

Der Verlauf der Spannungen infolge der Bauwerkslasten ändert sich mit der Tiefe. Diese Veränderung kann mithilfe des Spannungseinflusswertes i berechnet werden. Er ist abhängig von dem Verhältnis der Tiefe zur Breite des Fundamentes (z/b) und von der Geometrie der Aufstandsfläche des Fundamentes (a/b). Die jeweilige Spannung ergibt sich aus

$$\sigma_b = i \cdot \sigma_0' \quad (20)$$

dabei ist: $i \dots$ Spannungseinflusswert

$\sigma_0' \dots$ wirksame Sohlnormalspannung

Der Spannungseinflusswert i kann für einige Geometrien verschiedenen Diagrammen entnommen werden. Die geometrische Vereinfachung einer Dammschüttung entspricht dabei am ehesten einem Trapez. Für diesen Fall einer schlaffen Trapezlast kann die im folgenden Abschnitt angegebene Formel (21) angewendet werden.

Vertikalspannung unter einer schlaffen Trapezlast

Für das Berechnungsmodell zur analytischen Ermittlung des Setzungsverlaufes müssen die vertikalen Spannungen unter einer Dammschüttung idealisiert werden. Für diesen Fall gibt TÜRKE [7] folgende Formel an:

$$\sigma_b = i \cdot q = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot \left(A \cdot \beta + \left(A + \frac{B}{2} \right) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2) - x \cdot (\alpha_1 - \alpha_2) \right) \quad (21)$$

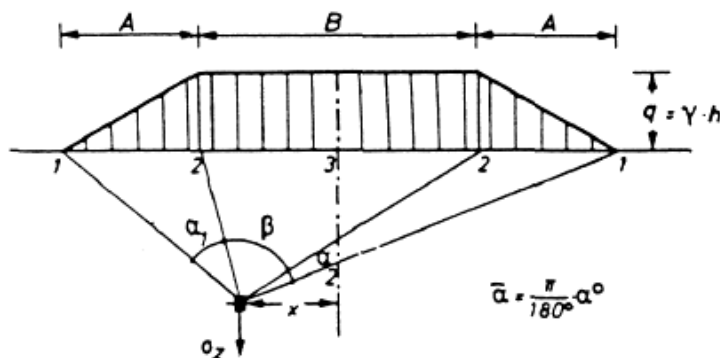


Abbildung 34: Geometrische Angaben zur Anwendung der Trapezformel aus [7] ($\sigma_z = \sigma_b$)

Für die Dammachse (in **Abbildung 34** Punkt 3) gilt folgende Formel (mit $\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$)

$$\sigma_b = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot (A \cdot \beta + \alpha \cdot (2A + B)) \quad (22)$$

Wobei die Winkel im Bogenmaß einzurechnen sind.

Grenztiefe für Kippenbaugrund

Als Grenztiefe t_s wird die Setzungseinflusstiefe bezeichnet, bis zu der die Setzungsberechnung als sinnvoll erachtet wird. Sie gibt die Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht an. Auf Grundlage der Spannungen im Boden wird folgender allgemeiner Zusammenhang empfohlen:

Bei der Annahme des homogenen elastisch-isotropen Halbraums mit konstantem Steifemodul kann die zusammendrückbare Schicht nach DIN 4019 annäherungsweise dort begrenzt werden, wo die Zusatzspannung infolge der Bauwerkslast 20 % der Überlagerungsspannung beträgt. Das bedeutet:

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_{\bar{u}}} = 0,2 \quad (23)$$

Dies trifft für gewöhnlich für Tiefen zwischen $z = b$ und $z = 2b$ zu. Bei ausgedehnten Plattengründungen mit geringer Sohlspannung kann die Grenztiefe kleiner als b werden, für schmale, hoch belastete Streifenfundamente kann sie eine Tiefe von $2b$ überschreiten. Beginnt schon oberhalb der Grenztiefe ein Untergrund, der eine viel kleinere Zusammendrückbarkeit aufweist als darüber, ist die Grenztiefe bis zur Oberkante dieses Bodens zu verkleinern. Andererseits sollte bei sehr weichen Schichten, die im Bereich der Grenztiefe beginnen, geprüft werden, ob der Einfluss der Zusammendrückung der gesamten Schicht in die Setzungsberechnung einfließen sollte.

Der Schlussbericht des LMBV über das „Bauen auf Mischbodenkippen im Mitteldeutschen Raum“ [1] empfiehlt eine Setzungseinflusstiefe bei

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_{\bar{u}}} = 0,1 \quad (24)$$

Der elastisch-isotrope Halbraum

Das Modell des elastisch-isotropen Halbraums wird in der Regel für analytische Spannungsberechnungen angewandt. Teilt man einen dreidimensionalen Raum durch eine waagerechte, unendlich ausgedehnte Ebene in zwei Hälften, entstehen zwei sogenannte Halbräume. Der obere ist leer, der untere sei mit einem homogenen Feststoff mit elastischen Eigenschaften gefüllt. Das ist der elastisch-isotrope Halbraum. Für ebene Berechnung kann man eine vertikale Scheibe herausschneiden. Folgende Eigenschaften gelten nach [24] bei der Idealisierung des elastisch-isotropen Halbraums.

- Der Halbraum ist elastisch. Druck- und Zugkräfte können gleichermaßen aufgenommen werden. Es gilt das Superpositionsprinzip.
- Der Halbraum ist isotrop. Alle Eigenschaften sind nicht richtungsabhängig.
- Der Halbraum ist homogen. Der Elastizitätsmodul E und die Querdehnung ν haben überall den gleichen Wert.
- Das Eigengewicht des Halbraumes wird nicht berücksichtigt.
- Die Verformungen sowie ihre ersten Ableitungen sind klein. So können alle Betrachtungen am unverformten System vorgenommen werden.

Für eine schlaffe Lastfläche, wie sie für Dammschüttungen angenommen wird, ist im Lastbereich eine Sohlspannung bekannt. Die Verteilung der Verformungen ist nicht bekannt. Durch die größte Lastkonzentration in der Mitte der Lastfläche können hier die Verformungen am größten angenommen werden. Man spricht von einer Setzungsmulde (siehe auch Abschnitt 2.2.3).

Konsolidationstheorie

Im Jahre 1925 veröffentlichte Terzaghi die eindimensionale Konsolidationstheorie. Mithilfe dieser Theorie werden Aussagen über den eindimensionalen Verlauf des Konsolidationsprozesses möglich. Die zeitliche Entwicklung von Deformationen und Festigkeitsänderungen von Böden kann abgeschätzt werden.

Die Annahmen und Voraussetzungen dieser Theorie von Terzaghi sind:

- Eindimensionalität → Porenwasserströmung nur vertikal nach oben oder unten
- homogenes, wassergesättigtes Lockergestein
- Wasser und Festkörper inkompressibel
- Porenwasserströmung nach DARCY: $v = ki$
- Steifigkeit konstant
- Durchlässigkeit konstant

Wird auf einen homogenen wassergesättigten Tonboden eine Zusatzlast $\Delta\sigma$ aufgebracht, die auch Konsolidierungsspannung oder Konsolidationsdruck genannt wird, so wird der Porenwasserdruck u_0 zum Zeitpunkt $t = 0$ um den Betrag $\Delta u = \Delta\sigma$ ansteigen. Nach einer gewissen Zeit $t \neq 0$ (unterschiedlich für unterschiedliche Böden) wird der Porenwasserüberdruck $\Delta u < \Delta\sigma$ und nach theoretisch unendlicher Zeit $t = \infty$ wird der Porenwasserüberdruck infolge der Auflast gleich null sein, d.h. $u = u_0$.

Aus den Voraussetzungen und den zeitlichen Änderungen der Porenwasserüberdrücke und der Filtergeschwindigkeit entwickelte Terzaghi folgende Differenzialgleichung

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} \quad (25)$$

Mit dem Konsolidationsbeiwert C_v , der folgendermaßen definiert ist

$$C_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \quad (26)$$

ergibt sich folgende Differenzialgleichung

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} \quad (27)$$

Im Rahmen der Untersuchungen bezüglich des Kippenbodens des bearbeiteten Projektes wurde von der Anwendung dieses Verfahrens abgesehen, da die Konsolidation als Setzungsanteil eine untergeordnete Bedeutung für den Setzungsverlauf hat. Der Hauptteil der Setzung wird bereits während des Aufbaus des Dammes, also aus sofortiger Zusammendrückung erzielt. Die Idealisierung des Kippenbodens als homogenes,

wassergesättigtes Lockergestein konnte nicht eingesetzt werden, da bei den Erkundungsbohrungen mit Ausnahme des RKS 9 kein Grundwasser festgestellt wurde. Die Konsolidationstheorie nutzt als Grundlage den zeitlich verzögerten Abbau der Porenwasserüberdrücke eines wassergesättigten bindigen Bodens. Aus diesem Grund wird das Verfahren der Konsolidationstheorie nach Terzaghi nicht weiter betrachtet.

5.1.2 Eigensetzung der Kippe

Die Eigensetzung einer Tagebaukippe kann auf mehrere Phänomene zurückgeführt werden. Einen wesentlichen Anteil bildet die Sättigungssackung, die auf Tagebaukippen nach der Verkipfung aufgrund des Wiederanstieges des Grundwassers und der damit verbundenen erstmaligen Aufsättigung erfolgt. Ein weiterer Anteil der Eigensetzung der Kippe resultiert aus dem Eigengewicht des Kippenbodens. Da es sich um nacheinander aufgeschüttete Scheiben handelt, die auf die darunter liegende Scheibe eine Belastung ausübt, kann man davon ausgehen, dass der Kippenboden die lastabhängigen Setzungsphasen – Sofort- und Konsolidationssetzung sowie die Kriechsetzung – bereits erfahren hat. Zum Zeitpunkt des Dammaufbaus wurden Setzungsmessungen auf der Kippe durchgeführt. Sie zeigen, dass die Eigensetzung der Kippe s_{EK} für den Zeitraum des Dammaufbaus und der Liegezeit mit einem Wert von durchschnittlich 2,7 cm angesetzt werden müssen. Inwiefern diese Setzungen auf Eigenkonsolidation, Kriechen oder Sättigungssackung zurückzuführen sind, kann nicht nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wird der Anteil der Kippeneigensetzung für den Zeitraum der Erbauung des Dammes bis zum Ende der Liegezeit mit dem aus den Messungen ermittelten Durchschnittswert von 2,7 cm angenommen.

5.1.3 Ermittlung der Sättigungssackung

Für gering verdichtete bindige Böden kann von einem Sackungsmaß von bis zu 10% der Kippenmächtigkeit ausgegangen werden [3,4]. In Bereichen lastabhängiger Setzungen und somit einer Verdichtung des Baugrundes nimmt die Sackungssetzung einen geringen Anteil an der Gesamtsetzung ein. Nach [2] können durch Inhomogenitäten in Material- und Lagerungsverhältnissen örtliche Unterschiede im Sackungsmaß und zeitliche Verzögerungen im Sackungsprozess an sich auftreten. Ebenfalls in [2] wird als erste Abschätzung ein Erfahrungswert der Sackungssetzungen von 0,2...2,5% der zu flutenden sackungsempfindlichen Schichtmächtigkeit gegeben. Der größere Wert sollte dabei für die

oberflächennahen Schichten herangezogen werden. Außerdem wird hier darauf hingewiesen, dass sich der Prozess der Sättigungssackung aufgrund der langsamen Aufsättigung des Kippenbodens mehrere Jahrzehnte hinziehen kann. Für den Zeitraum des Dammaufbaus und der Liegezeit wird dieser Anteil der Setzung deswegen vernachlässigt. Für die Setzungsprognose des Verkehrsdammes in der Betriebszeit sollte die Sättigungssackung dann angesetzt werden.

Für eine Schicht mit einer Höhe von 20 m als noch zu flutende Mächtigkeit und der Abschätzung aus [2] ergibt sich eine Sackungssetzung von 4...50 cm. Die Ergebnisse für die einzelnen Schnitte sind im Abschnitt 5.2.2 in **Tabelle 15** als s_{EG} dargestellt. Eine Übersicht über die Berechnung befindet sich im Anhang 4.

5.1.4 Ermittlung der Eigensetzung des Dammes

Mit der Eigensetzung des Dammes ist die Verformung innerhalb der Dammober- und -unterkante gemeint. Die Eigensetzung ist meist abhängig von dem Schüttmaterial und der Qualität des Einbaus. Weitere Einflussfaktoren können aber auch die Witterung und in Einzelfällen auch Planungsfehler sein. Aufgrund der großen Menge an Einflussfaktoren gibt die Literatur Schätzwerte an, die in einem Bereich von 0,2...3,0 % der Dammhöhe liegen. Für eine Dammhöhe von 5 m bedeutet dies eine Bandbreite der Eigensetzung von 1...15 cm.

In **Abbildung 35** erkennt man die starke Abhängigkeit der Eigensetzung von der Einbauqualität. Aus [4] geht hervor, dass für gut verdichtete Dämme 0,2...1,0 % der Dammhöhe als Eigensetzung angenommen werden. Für schlecht verdichtete Dämme wurden 1,0...3,0 % Eigensetzung gemessen. Diese Grenze von 1,0 % ist in der folgenden **Abbildung 35** auch dargestellt.

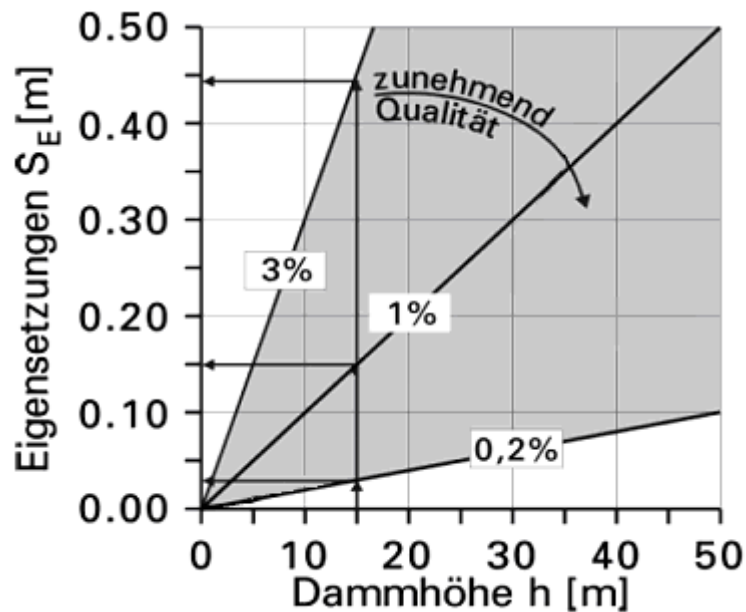


Abbildung 35: Eigensetzung von Dämmen in Abhängigkeit der Dammhöhe und der Qualität aus [25]

Die Qualität des im Projekt aufgebauten Verkehrsdammes kann durch die qualifizierte Bodenverbesserung mit Bindemitteln als hoch angenommen werden. Außerdem geht aus der Überprüfung der Verdichtung des Dammes im behandelten Projekt hervor, dass die geforderte Verdichtung ($D_{Pr} \geq 98\%$) erfüllt oder übererfüllt wurde. Der Damm kann als gut verdichtet und weitgehend homogenisiert bezeichnet werden, was den Bereich der Eigensetzung auf 0,2...1,0 % der Dammhöhe beschränkt. Bei 5 m Dammhöhe ergibt sich so eine angenommene Eigensetzung von 1...5 cm.

Eine zweite Möglichkeit zur Ermittlung der Eigensetzung des Dammes erfolgt mithilfe folgender Formel aus [11], die die sofortige Setzung des Dammes vereinfachend darstellt. Für die Dammsohle gilt:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E = \gamma \cdot h \quad (28)$$

Mit $\varepsilon = \frac{s_{ED}}{h}$ ergibt sich für die Eigensetzung des Dammes s_{ED} :

$$s_{ED} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{E_s} \quad (29)$$

Gemäß Prüfbericht zur Eignungsprüfung für die qualifizierte Bodenverbesserung des Dammbaumaterials ist ein Steifemodul von 50...100 MN/m² anzunehmen. Für die Wichte

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ und eine Dammhöhe von $h = 5 \text{ m}$ ergibt sich aus der Formel (29) eine Eigensetzung von $s_{ED} = 0,25 \text{ cm}$. Für eine Dammhöhe von 10 m und eine (verschlechtert angenommene) Steifezahl von $E_s = 50 \text{ MN/m}^2$ ergibt sich eine Setzung von $s_E = 2 \text{ cm}$. Dies wiederum entspricht $0,2 \%$ der Dammhöhe, was nach **Abbildung 35** beste Einbauqualität bedeutet.

5.2 Durchführung der Berechnungen und Ergebnisse

Das Verfahren der Verformungsermittlung mithilfe der lotrechten Spannungen im Boden dient hier zur Ermittlung der Gesamtsetzung unterhalb des Dammes. Für die Dammeigensetzung wird ein angenommener Wert von $0,5 \%$ der Dammhöhe angesetzt. Der Anteil aus Sättigungssackung wird mit $2,5 \%$ der zu flutenden Mächtigkeit in die Berechnung eingehen. Aus der Addition der drei Ergebnisse erhält man die Gesamtsetzung an der Dammkrone. Für die Berechnung der Dammeigensetzung gelten die gleichen geometrischen und bodenmechanischen Vereinfachungen wie für die Berechnung der Setzung des Kippenbaugrundes. Im folgenden Abschnitt sind die Baugrundmodelle für die verschiedenen Schnitte näher erläutert.

5.2.1 Berechnungsschnitte und Baugrundmodelle

Für die Erstellung der Baugrundmodelle standen verschiedene Aufschlüsse (maschinelle Kernbohrungen, Rammkernsondierungen, Drucksondierungen) zur Verfügung. Auf Grundlage dieser Aufschlüsse wurden vom Planer bereits Parameter und Baugrundeigenschaften ermittelt, die zur Setzungsermittlung übernommen wurden. Die Schichtgrenzen wurden waagrecht angenommen, genau wie der Grundwasserpegel. Zur weiteren Vereinfachung wurden Bodenschichten mit vergleichbarem bodenmechanischem Verhalten bzw. bodenmechanischen Kennwerten zu einer Bodenschicht zusammengefasst. Die wichtigsten zusammengefassten Bodenschichten stellen dabei der Kippenboden und das Gewachsene dar. Diese wurden vereinfachend mit jeweils einheitlichen Parametern belegt, die sich auch über die Tiefe nicht ändern. Diese Parameter sind den folgenden Zeichnungen als Tabellen zugeordnet. Eine weitere Vereinfachung wurde im Hinblick auf die Geometrie des Dammkörpers durchgeführt. Die Trapezformel [7] kann nur für symmetrische Trapezkörper mit gleichmäßiger Böschungsneigung angewendet werden. So wird jeder Dammkörper einer geometrischen Vereinfachung unterzogen, welche die Anwendung der Trapezformel ermöglicht. Die GOK liegt auf gleicher Höhe mit der Dammaufstandsfläche

(DAF). Die Grenztiefe t_s wurde in der Tiefe angenommen, in der die Zusatzspannung σ_z ungefähr so groß ist wie 10 % der Überlagerungsspannung $\sigma_{\bar{u}}$. Das heißt als Formel, dass t_s in der Teufe liegt, wo gilt

$$0,1 \cdot \sigma_{\bar{u}} = \sigma_z \quad (30)$$

Zur Ermittlung der Steifeziffern E_s kann aus [1] eine Abschätzung in Abhängigkeit von dem Spitzendruck aus Drucksondierungen verwendet werden. Dabei werden die Werte des Spitzendrucks q_s mit dem Faktor 2,5 multipliziert. Die Diagramme der Drucksondierungen zeigen einen abschnittsweise quasi-linearen Verlauf, sodass die Steifezahlen für die daraus ermittelten Schichtdicken als unverändert angenommen werden können.

$$E_s = 2,5 \cdot q_s \quad (31)$$

Im Folgenden werden die 5 Berechnungsquerschnitte beschrieben und grafisch dargestellt.

Schnitt 1

Zunächst wird die Böschungsneigung des Dammes einschließlich Überschüttungshöhe mit 1 : 2,3 vereinheitlicht. Der Damm hat eine Höhe von 7,5 m. Die Dammaufstandsfläche und die Dammoberfläche werden als waagrecht angenommen. Die Dammgeometrie ist damit symmetrisch. Die Materialparameter des Dammes werden trotz realer Unterteilung in bindemittelverbesserten und unverbesserten Teil zu einer Berechnungsschicht zusammengefasst. Die **Abbildung 36** beinhaltet die visuelle Unterteilung in verbesserten und unverbesserten Dammaufbau. Der Wasserstand wird hier auf gleicher Höhe wie die GOK (GOK = DAF) angenommen. Der Baugrund wird folgendermaßen idealisiert: Die Auffüllung ist in diesem Bereich maximal einen Meter hoch. Darunter beginnt das Gewachsene, das zu einer Schicht zusammengefasst wird. Lediglich die Steifezahlen verändern sich mit der Tiefe. Die **Tabelle 10** veranschaulicht die für die Setzungsberechnung relevanten Bodenkennwerte der verschiedenen Schichten abhängig von der Tiefe.

Tabelle 10: Bodenparameter zur Setzungsberechnung für Modell Schnitt 1

Boden	Tiefe in [m] ab GOK	γ in [kN/m³]	γ' in [kN/m³]	E_s in [MN/m²]
Auffüllung	0...1	17,0	8,5	2
Gewachsenes	1...8	20,5	10,5	6
Gewachsenes	8...13	20,5	10,5	10
Gewachsenes	13...24	20,5	10,5	12
Gewachsenes	ab 24	20,5	10,5	20

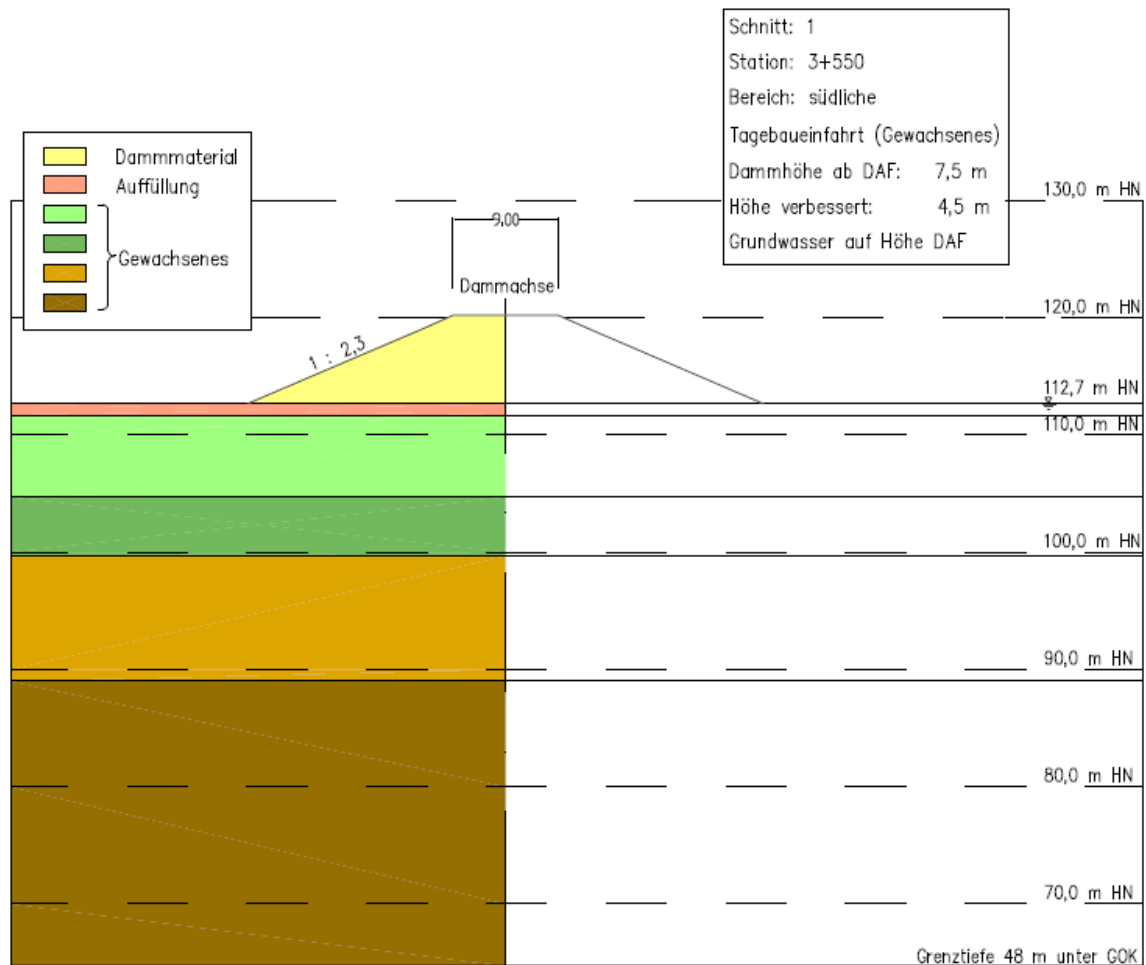


Abbildung 36: vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 1

Schnitt 2

Der Damm hat eine Höhe von 11 m (inklusive Überschüttung) und wurde vollständig mit Braunkohlefilterasche verbessert eingebaut. Die gemittelte Böschungsneigung ergibt sich in diesem Schnitt mit 1 : 2,2. Auch hier werden alle Schichtgrenzen als waagrecht angenommen, wobei die DAF die GOK ist. Die Dammgeometrie ist symmetrisch. Der Wasserstand kann hier mithilfe der Messpegel in der Nähe des Schnittes ermittelt werden. Danach steht Grundwasser 12,8 m unter GOK. Die Auffüllung (Kippenboden) hat eine Mächtigkeit von 13 m. Darunter beginnt das Gewachsene, das wiederum zu einer Schicht zusammengefasst wird, wobei die Steifezahlen eine Tiefenabhängigkeit besitzen. Mit der **Tabelle 11** werden die Bodenkennwerte für diesen Schnitt angegeben.

Tabelle 11: Bodenparameter für Modell Schnitt 2

Boden	Tiefe in [m] ab GOK	γ in [kN/m ³]	γ' in [kN/m ³]	E_s in [MN/m ²]
Auffüllung	0...8	17,0	8,5	2
Auffüllung	8...13	17,0	8,5	4
Gewachsenes	13...24	20,5	10,5	12
Gewachsenes	ab 24	20,5	10,5	20

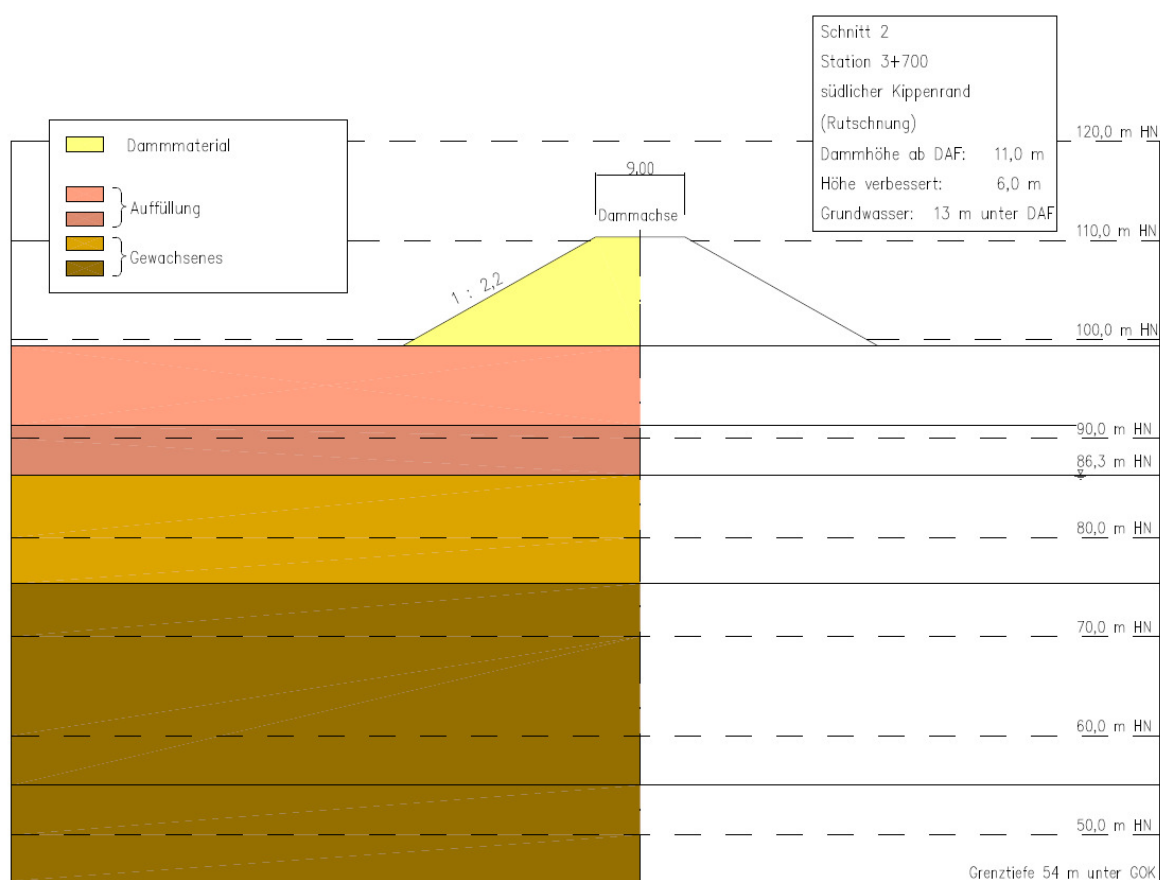


Abbildung 37: vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 2

Schnitt 3

Der Schnitt 3 wird analog den beiden vorgenannten Schnitten vereinfacht. Die Dammhöhe beträgt 5 m bei einer Böschungsneigung von 1 : 1,4. Die Kippenmächtigkeit erreicht an dieser Stelle bereits einen Wert von 52,5 m, wobei die einzige veränderliche Größe wieder

der Steifemodul E_s ist. Aus den Messpegeln für die Wasserstandsmessungen wird eine Tiefe des Wasserspiegels von 11 m ausgelesen. Die Bodenkennwerte für diesen Schnitt sind in folgender **Tabelle 12** zu sehen. **Abbildung 38** verdeutlicht die Vereinfachungen im Hinblick auf Geometrie und Schichtung des Baugrundes.

Tabelle 12: Bodenparameter für Modell Schnitt 3

Boden	Tiefe in [m] ab GOK	γ in [kN/m ³]	γ' in [kN/m ³]	E_s in [MN/m ²]
Auffüllung	0...8	17,0	8,5	2
Auffüllung	8...30	17,0	8,5	4
Auffüllung	ab 30	17,0	8,5	6

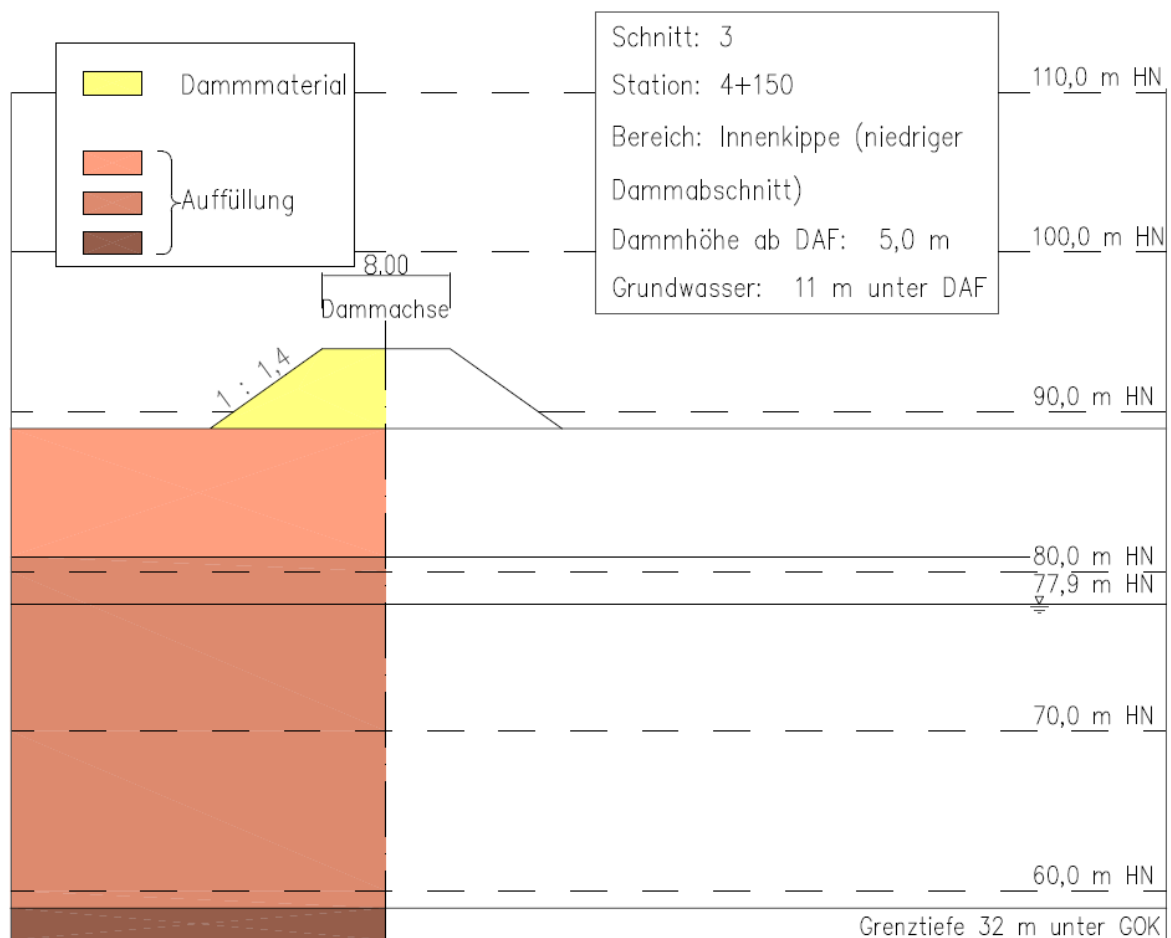


Abbildung 38: vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 3

Schnitt 4

Die Dammgeometrie für diesen Schnitt wird ebenfalls als Trapez idealisiert. Da hier zum Zeitpunkt des Baubeginns das Urgelände ca. 10 m unter dem angrenzenden Gelände lag, wurde hier eine sehr große Dammhöhe von 13 m erreicht. Um die Ausmaße der Verfüllung in die Lastannahme mit einzubeziehen, wird das Trapez einseitig verlängert. Es ist symmetrisch, aber die Dammachse, die die Achse der Straße darstellt, liegt hier nicht in der Mitte des Berechnungstrapezes, sondern etwas außermittig. Dennoch kann hier auf die Trapezformel zurückgegriffen werden, da sie für jeden beliebigen Punkt unter dem Trapez anwendbar ist. Die Kippenmächtigkeit beträgt hier 52 m. In **Tabelle 13** werden die Bodenkennwerte dieses Schnittes gezeigt. Die Wasserspiegelhöhe wird hier bei 3 m unter der DAF angenommen.

Tabelle 13: Bodenparameter für Modell Schnitt 4

Boden	Tiefe in [m] ab GOK	γ in [kN/m ³]	γ' in [kN/m ³]	E_s in [MN/m ²]
Auffüllung	0...8	17,0	8,5	2
Auffüllung	8...30	17,0	8,5	4
Auffüllung	ab 30	17,0	8,5	6
Gewachsenes	ab 52,5	20,5	10,5	9

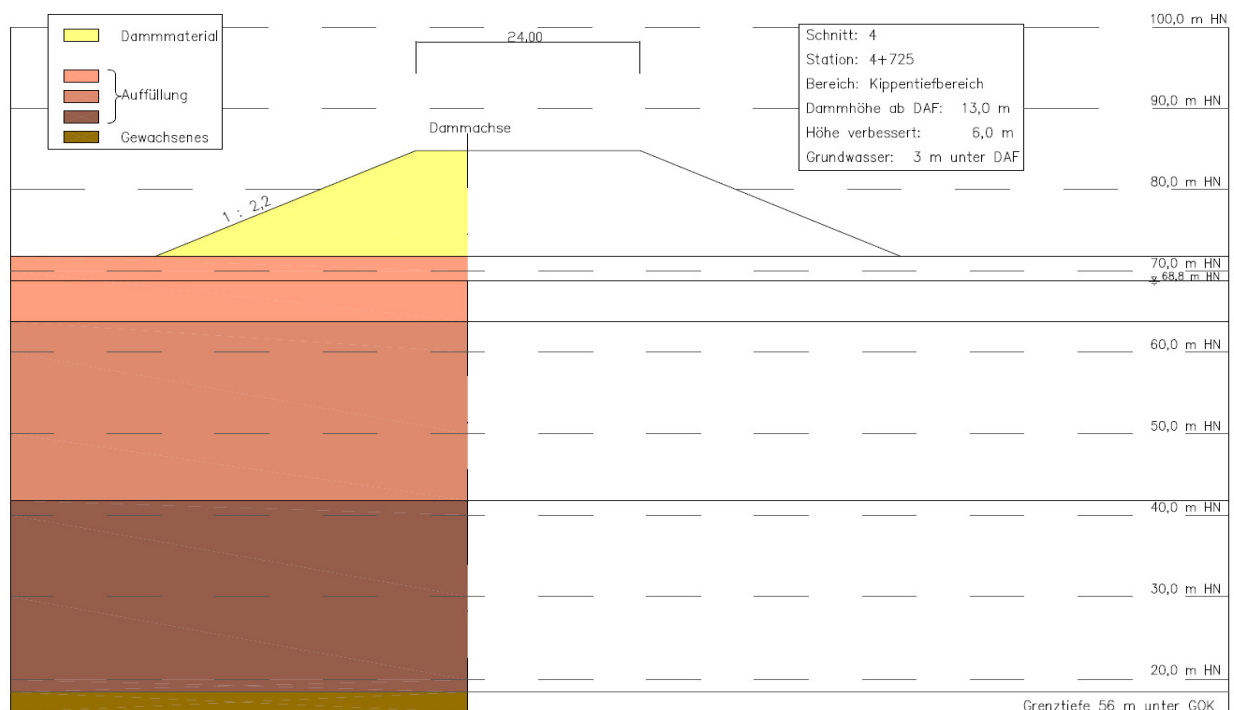


Abbildung 39: vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 4

Schnitt 5

Bei der Idealisierung des Schnitts 5 muss der Austausch der verspülten Asche durch gut tragfähiges Dammbaumaterial berücksichtigt werden. Da das Dammbaumaterial eine höhere Wichte als die Spülasche besitzt, wird hier eine lastwirksame Tiefe des neuen Bodens inklusive Damm ermittelt. Die so idealisierte Unterkante des Berechnungstrapezes liegt zwischen der realen DAF (Baugrubensohle) und der ehemaligen Urgeländehöhe. Zur Setzungsberechnung müssen somit auch Teile des eigentlichen Dammes berücksichtigt werden. Die Kippenmächtigkeit wird an dieser Stelle mit 11 m angegeben. Darunter steht gewachsener Baugrund an. Es entsteht eine Dammhöhe von 6,5 m mit einer Böschungsneigung von 1 : 2,3. Es folgt eine Übersicht über die Baugrundparameter des Modells für diesen Schnitt.

Tabelle 14: Bodenparameter für Modell Schnitt 5

Boden	Tiefe in [m] ab GOK	γ in [kN/m ³]	γ' in [kN/m ³]	E_s in [MN/m ²]
Auffüllung/Damm	0...4	19	10	50
Auffüllung/Asche	4...7	13	4	1,5
Auffüllung/Asche	7...15	17,0	8,5	3
Gewachsenes	15...20	20,5	10,5	5
Gewachsenes	ab 20	20,5	10,5	9

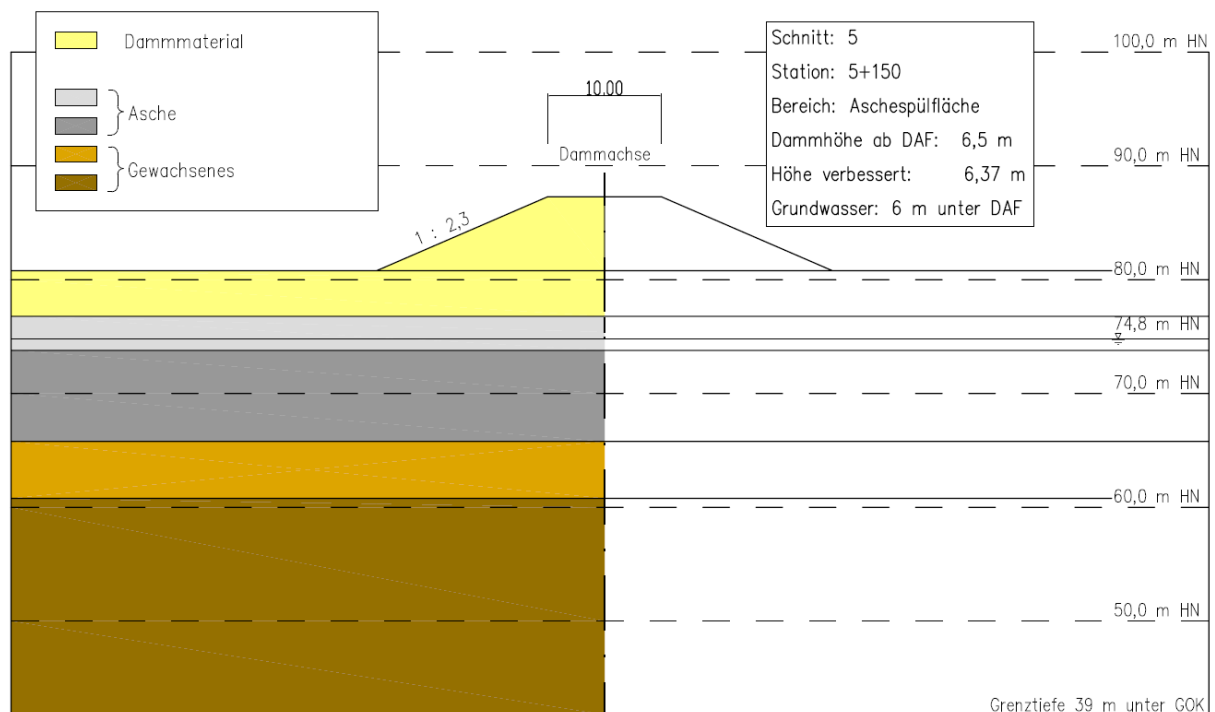


Abbildung 40: vereinfachte Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse Schnitt 5

5.2.2 Ergebnisse der analytischen Berechnungen und Gegenüberstellung

In folgender **Tabelle 15** sind die Ergebnisse der Berechnung mithilfe der Spannungsverteilung im Boden und die mithilfe von Abschätzungen ermittelte Eigensetzungen für Damm und Kippe für die fünf Schnitte aufgezeigt. Eine Übersicht über die Berechnung befindet sich im Anhang 5.

Tabelle 15: Darstellung der berechneten Setzungsanteile [cm] und berechnete Gesamtsetzung aus Addition aller Anteile

Schnitte	s_L in [cm]	s_{ED} in [cm]	s_{EK} in [cm]	s_{EG} in [cm]	s_{Gesamt} in [cm]
Schnitt 1	-46,4	-3,8	-2,7	-37,5	-90,4
Schnitt 2	-144,9	-4,9	-2,7	-31,9	-184,4
Schnitt 3	-67,7	-2,4	-2,7	-28,2	-101,0
Schnitt 4	-173,8	-6,6	-2,7	-64,7	-247,8
Schnitt 5	-70,6	-5,2	-2,7	-18,8	-97,3

Der Vergleich mit gemessenen Setzungen kann an dieser Stelle nur mit Werten aus der Addition von s_L und s_{ED} (d.h. berechnete Setzungen bis zum Ende der Liegezeit) erfolgen, da der Setzungsanteil aus dem Wiederanstieg des Grundwassers zu diesem Zeitpunkt noch nicht stattgefunden hat. In der folgenden **Tabelle 16** werden die so ermittelten Setzungen mit den gemessenen Setzungen bis zum Ende der Liegezeit verglichen.

Tabelle 16: berechnete Setzungen der Dammkrone in der Dammachse im Vergleich mit den gemessenen Setzungen zum Ende der Liegezeit

Schnitte	$s_{L+ED+EK}$ in [cm]	s_{gem} in [cm]	$s_{gem,mod}$ in [cm]
Schnitt 1	-52,9	-56,0	-82,6
Schnitt 2	-152,5	-93,6	-111,7
Schnitt 3	-72,8	-59,5	-96,0
Schnitt 4	-183,1	-126,3	-143,3
Schnitt 5	-78,5	-51,5	-56,5

Der Vergleich der berechneten und gemessenen Werte der Setzungen zeigt eine gute Übereinstimmung. Allerdings muss hierzu gesagt werden, dass die Fehlzeit (ca. ein Monat) der Setzungsmessung noch zu Null angenommen wird. Es ist wahrscheinlicher, dass in dieser Zeit Setzungen größer als Null aufgetreten sind. Interpoliert man die Setzung aus den Messwerten vor und nach der Fehlzeit, erhält man die Werte $s_{gem,mod}$. Der Vergleich der berechneten Setzungen zum Ende der Liegezeit ($s_{L+ED+EK}$) mit den modifizierten Messwerten $s_{gem,mod}$ zeigt, dass die tatsächlichen Werte teilweise über- aber auch unterschätzt werden. Dennoch ließe sich aufgrund dieser Berechnung eine Aussage über die tendenzielle Setzungsentwicklung während des Dammaufbaus und der Liegezeit treffen.

Anwendung des Korrekturbeiwertes κ

Mit dem in Abschnitt 5.1.1 beschriebenen Korrekturbeiwert κ kann der Steifemodul E_s zu einem Zusammendrückungsmodul E_m umgerechnet werden (16). Aus [21] können für normalkonsolidierten Ton Werte von 0,7 bis 1,0 nach Skempton/Bjerrum ermittelt werden. Analog Formel (16) kann auch direkt mit der Formel

$$s_{L,korr} = \kappa \cdot s_{L,cal} \quad (32)$$

gearbeitet werden. Mit einem Korrekturwert von $\kappa = 0,7$ ergeben sich die in folgender Tabelle angegebenen Setzungen.

Tabelle 17: Ergebnisse der berechneten Setzungen nach Umrechnung mit Korrekturbeiwert $\kappa = 0,7$ und Vergleich mit Messwerten

Schnitte	$s_{L,\kappa}$ in [cm]	$s_{L,\kappa+ED+EK}$ in [cm]	$s_{gem,mod}$ in [cm]
Schnitt 1	-32,5	-40,0	-82,6
Schnitt 2	-101,5	-109,0	-111,7
Schnitt 3	-47,4	-52,5	-96,0
Schnitt 4	-121,7	-131,0	-143,3
Schnitt 5	-49,4	-57,3	-56,5

Mit der Anwendung des Korrekturbeiwertes kann eine weitere Annäherung an die gemessenen Setzungen erreicht werden. Die Berechnung unterschätzt die tatsächlich aufgetretenen Setzungen.

5.3 Rückrechnung des Steifemoduls

Mit den gemessenen Setzungen des Monitorings kann durch Rückrechnung das analytische Modell kalibriert werden. Dabei ist in dieser Arbeit die Variation des Steifemoduls E_s zur Anwendung gekommen. Die **Tabelle 17** zeigt die Ergebnisse der analytischen Berechnung im Vergleich mit den gemessenen Setzungen. Es wird deutlich, dass die jeweiligen Modelle für die Schnitte in einigen Fällen zu weich (Annahme E_s zu klein), in anderen Fällen zu steif (Annahme E_s zu groß) gewählt wurden. Zur Kalibrierung der Setzungen wurden die Steifemodule teilweise um ± 1 MN/m² variiert.

Vor der Rückrechnung müssen die gemessenen, modifizierten Werte der Setzungen um den Anteil aus Damm- und Kippeneigensetzung reduziert werden, da diese beiden Anteile in der analytischen Berechnung gesondert aus Abschätzungen ermittelt wurden. Mit der Formel

$$s_{L,Rück} = s_{gem,mod} - s_{ED} - s_{EK} \quad (33)$$

werden für jeden Schnitt die in **Tabelle 18** dargestellten Kalibrierungssetzungen ermittelt.

Tabelle 18: Kalibrierungssetzungen zur Rückrechnung der analytischen Ergebnisse

Schnitte	$s_{L,Rück}$ in [cm]
Schnitt 1	-76,1
Schnitt 2	-104,1
Schnitt 3	-90,9
Schnitt 4	-134,0
Schnitt 5	-48,6

Mithilfe der Variation der Steifemodule sollen diese Kalibrierungssetzungen erlangt werden. Es werden alle Annahmen der analytischen Berechnung beibehalten. Die geometrischen Modelle und die Grenztiefen der jeweiligen Schnitte bleiben erhalten, ebenso die Baugrundparameter und die Schichtdicken. Innerhalb einer Schicht wird der Steifemodul auch nach der Veränderung als konstant angenommen.

Da es schwierig ist, für Kippenböden zutreffende Werte für die Steifemoduln zu ermitteln und da eine außergewöhnliche Beteiligung einer besonderen Schicht aus der Auswertung der Drucksondierungen nicht ersichtlich wird, erfolgt die Variation für jede Schicht in gleichem Maße. Mit den so ermittelten Steifemoduln kann dann ein neuer Zusammenhang zwischen Spitzendruck q_s und Steifemodul E_s ermittelt werden. Die folgenden Tabellen zeigen die geänderten Steifezahlen und die Spitzendrücke aus zugehörigen Drucksondierungen. In einer weiteren Spalte werden die aus Formel (34) ermittelten Faktoren a dargestellt.

$$E_s = a \cdot q_s \quad (34)$$

Nach [1] kann für Kippenböden ein Faktor $a = 2,5$ als Zusammenhang zwischen Spitzendruck und Steifmodul herangezogen werden. Die Rückrechnung dient hier ebenfalls zur Überprüfung dieser aus Erfahrungswerten ermittelten Annahme. Der rückgerechnete Zusammendrückungsmodul wird wie in Abschnitt 2.1.3 mit E_m bezeichnet.

Tabelle 19: geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 1

Tiefe in [m]	E_m in [kN/m ²]	q_s in [kN/m ²]	Faktor a
0...1	1800	n.g.	-
1...8	3500	2000	1,8
8...13	5000	6000	0,8
13...24	8000	5000	1,6
ab 24	12000	n.g.	-

Tabelle 20: geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 2

Tiefe in [m]	E_m in [kN/m ²]	q_s in [kN/m ²]	Faktor a
0...8	2500	1000	2,5
8...13	4800	1500	3,2

Tabelle 21: geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 3

Tiefe in [m]	E_m in [kN/m ²]	q_s in [kN/m ²]	Faktor a
0...8	1300	1500	0,9
8...30	2100	2000	1,1
ab 30	7000	3000	2,3

Tabelle 22: geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 4

Tiefe in [m]	E_m in [kN/m ²]	q_s in [kN/m ²]	Faktor a
0...8	2800	1500	1,9
8...30	5000	2000	2,5
ab 30	7000	n.g.	-

Tabelle 23: geänderte Steifemodule mit Ermittlung von a für Schnitt 5

Tiefe in [m]	E_m in [kN/m ²]	q_s in [kN/m ²]	Faktor a
0...7	2800	1000	2,8
7...15	4000	1500	2,7
15...20	6000	2500	2,4
ab 20	10000	4000	2,5

Diese Auswertung zeigt eine Streuung des Faktors a von 0,8 bis 2,8. Durchschnittlich ergibt sich ein Faktor $a_{\text{Mittel}} = 2,1$. Der Zusammenhang von Steifemodul und Spitzendruck für das in dieser Arbeit behandelte Projekt kann im Mittel folgendermaßen angegeben werden:

$$E_s = 2,1 \cdot q_s \quad (35)$$

6 PLAXIS – Numerische Berechnung

6.1 Beschreibung des Berechnungsprogramms PLAXIS

Das 1974 an der Delft University of Technology entwickelte Programm PLAXIS besitzt ein Finite – Elemente – Paket, das die Berechnung für ebene Dehnungszustände, axialsymmetrische und vereinfachte 3D-Systeme ermöglicht. Dadurch ist es besonders zur Analyse von Deformations- und Stabilitätsanalysen geeignet. PLAXIS arbeitet mit 6-Knoten- und 15-Knoten-Dreieckelementen für 2D-Betrachtungen und mit 15-Knoten-Prismenelementen für 3D-Betrachtungen. Die Netzgenerierung erfolgt automatisch und kann global oder lokal verfeinert werden. Außerdem besitzt es Elemente zur Modellierung von verschiedensten geotechnischen Gegebenheiten, wie Wände, Platten und Anker oder Bodenbewehrung. Durch die zeitliche Zuordnung der Belastungsfolge ist die Berechnung einzelner Bauphasen möglich.

Um das Materialverhalten von Boden oder auch anderen Medien zu beschreiben, unterstützt das Programm PLAXIS einige Stoffgesetze, die die Beziehungen zwischen Spannungen und Dehnungen des Korngerüsts abbilden.

- Linear-elastisches Modell
- Mohr-Coulomb-Modell
- Jointed Rock Modell
- Hardening Soil Modell
- Soft Soil Modell
- Soft Soil Creep Modell
- Benutzerdefinierte Modelle

Der Einfluss des Porenwassers kann durch die Wahl aus drei Verhaltensweisen festgesetzt werden:

- drainiertes Verhalten
- undrainiertes Verhalten
- nicht-poröses Verhalten

6.2 Verwendete Stoffmodelle

6.2.1 Das Mohr-Coulomb-Modell (MC)

Dieses Stoffmodell gehört zu den linear-elastisch ideal-plastischen Gesetzen, wobei nichtlineare Beziehungen des Spannungsdehnungs-Verlaufes sowie der Volumenänderung bilinear approximiert werden. Hier wird angenommen, dass die Verformung aus einem elastischen und einem plastischen Anteil besteht. Durch die Fließbedingung werden die Spannungszustände festgelegt, bei denen neben elastischen auch plastische Verformungen auftreten. Da im MC-Modell die Fließbedingung gleich der Bruchbedingung ist, kann hier keine Verfestigung berücksichtigt werden. Wird die Bruch- bzw. Fließbedingung nicht erreicht, werden ausschließlich elastische Verformungen angenommen. Dieses Modell kann mit folgenden Stoffkennwerten beschrieben werden: dem Elastizitätsmodul E , der Porenzahl e , dem Reibungswinkel φ , der Kohäsion c und der Querdehnzahl ν .

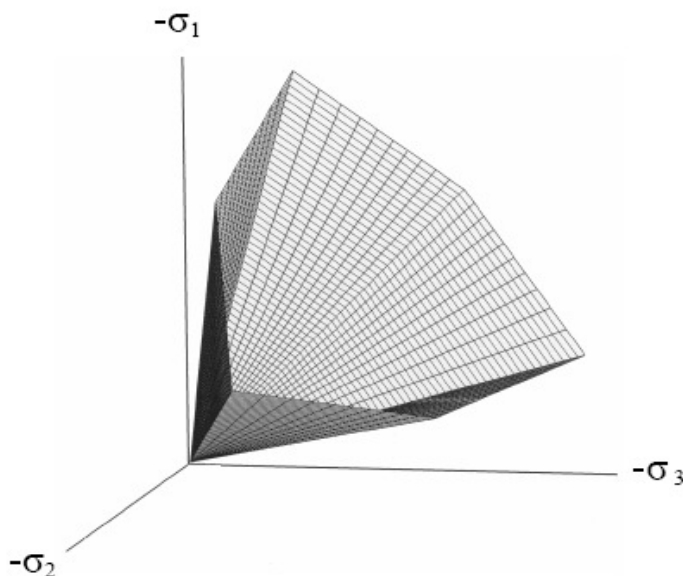


Abbildung 41: Bruchkegel des MC-Modells aus [Materials Manual]

Aufgrund der relativ großen Kohäsion des Dammmaterials von $c = 30 \text{ kN/m}^2$ kann diesem Boden eine Zugfestigkeit zugeordnet werden. Dies geschieht im MC-Modell über die Funktion „Tension-Cut-Off“. Dazu kann eine empirische Abschätzungsformel nach [31] genutzt werden.

$$\sigma_t = \frac{1}{4} c_u \quad (36)$$

Statt der undränierten Kohäsion c_u wird die in den Gutachten angegebene Kohäsion verwendet. So kann für das Dammmaterial einen Wert von $\sigma_t = 7,5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

Für den Kippenbaugrund wird eine kleinere Kohäsion von $c = 5 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Wendet man dies auf die Formel (36) an, kann dem Kippenboden eine Zugfestigkeit von $\sigma_t = 1,25 \text{ kN/m}^2$ zugeordnet werden. In den Berechnungen wird für den Kippenboden eine Zugfestigkeit von $\sigma_t = 1,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

6.2.2 Das Hardening-Soil-Modell (HS) in PLAXIS

Dieses elastoplastische Stoffmodell mit isotroper Verfestigung kann plastische Dehnungen bereits vor Erreichen der Grenzbedingung darstellen. Dabei sind die plastischen Dehnungen an eine Fließfläche gebunden, die die elastischen Dehnungen umschließt („Kegel“ und „Kappe“). Bei Vergrößerung der plastischen Dehnungen weitet sich die Fließfläche nach allen Seiten gleichmäßig auf. Dieses Verhalten wird als isotrope Verfestigung bezeichnet. Dabei erfolgt die Aufweitung bis zur Grenzbedingung (Bruchbedingung). Ein wesentlicher Bestandteil ist die hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung, dargestellt in **Abbildung 42**.

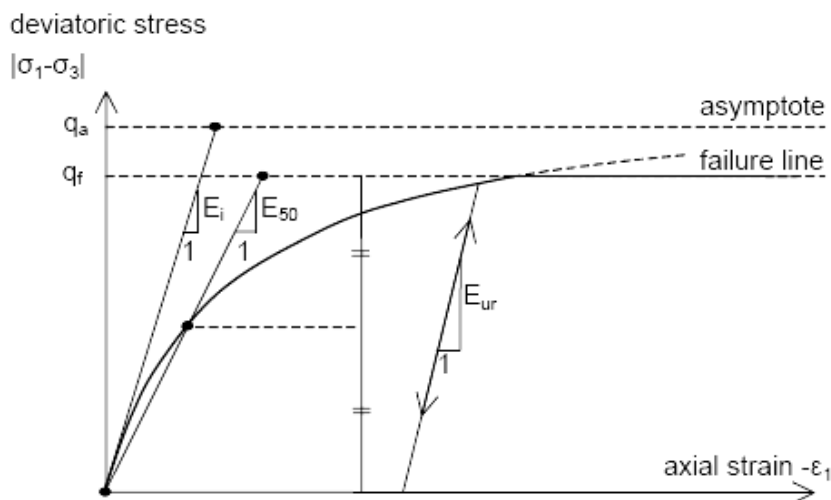


Abbildung 42: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des HS-Modells aus [32]

Ausgedrückt in einer Formel bedeutet das:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1} \quad (37)$$

$$\text{mit: } a = \frac{1}{2 \cdot E_{50}}$$

$$b = \frac{1}{q_a} = \frac{R_f}{q_f}$$

$E_{50} \dots$ Sekantenmodul

$q_a \dots$ Grenzspannung der hyperbolischen
Beziehung für unendliche Verzerrungen

$q_f \dots$ Mohr-Coulomb'sche Bruchspannung

$R_f \dots$ Reduktionsfaktor

Für triaxiale Zustände ergibt sich aus den vorangegangenen Angaben folgende Beziehung:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad (38)$$

Für die Formulierung der Steifigkeit, welche den zweiten wesentlichen Bestandteil des HS-Modells bildet, wird die elastische Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} und eine konstante Querdehnungszahl ν_{ur} verwendet. Realistische Werte für die

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (39)$$

Der Steifemodul bei Erstbelastung E_{50} erhält eine analoge Formulierung. Hierbei ist m ein empirisch gefundener Parameter, der den Bodenkennwerten nach v. Soos [12] entnommen werden kann. Dort wird für leicht bis mittelplastischen Ton $m = 1$ angegeben wird.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (40)$$

Als Zusammenhang zwischen den beiden Größen E_{ur} und E_{50} kann laut [32] folgende Beziehung genutzt werden:

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{50} \quad (41)$$

Die Formulierung des Oedometermoduls hat die analoge Form

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cdot \cot \varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_1 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (42)$$

Diese Formulierung des Modells ermöglicht eine automatische Zuordnung der jeweiligen Steifigkeit entsprechend der Belastungsrichtung. Es ist demnach nur ein Steifeansatz über die gesamte Tiefe nötig.

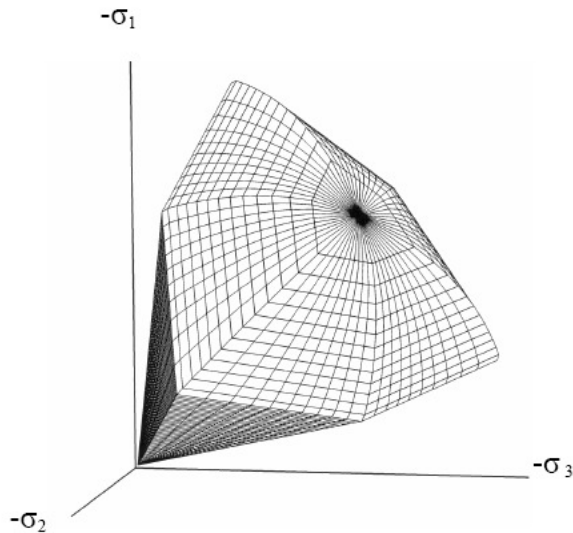


Abbildung 43: Darstellung des HS-Modells aus [32]

Laut [32] ist dieses Modell für alle Böden geeignet, für weiche ebenso wie für steife. Für die numerischen Berechnungen in dieser Arbeit wurde das HS-Modell gewählt, da aus den Setzungsmessungen ein für bindige Böden untypisches Last-Setzungsverhalten beobachtet wurde. Über 80% der Gesamtsetzungen erfolgten bereits während der ca. dreimonatigen Dammaufbauphase. Die darauf folgende Konsolidierungsphase war dementsprechend gering.

6.2.3 Das Soft-Soil-Modell (SS) in PLAXIS

Dieses Modell für „weiche Böden“ ist besonders für normal konsolidierten Ton, tonigen Schluff oder Torf geeignet. Eine maßgebliche Eigenschaft solcher Böden ist ihre hohe Kompressibilität.

Zusammenfassend beinhaltet das Modell folgende Eigenschaften:

- Spannungsabhängiger Steifemodul E_s
- Differenzierung zwischen Erst- und Wiederbelastung

- Berücksichtigung der Vorkonsolidierungsspannung
- Bruchverhalten nach dem Mohr-Coulomb-Kriterium

Das Verhalten von bindigem Boden wird unter anderem auch durch die Parameter κ^* und λ^* , die aus den Ergebnissen des Oedometertests ermittelt werden können. Diese Parameter werden mit folgenden Formeln berechnet:

$$\kappa^* = 1,3 \cdot \frac{1 - \nu_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \cdot \frac{C_s}{1 + e} \quad (43)$$

mit: ν_{ur} ... Querdehnzahl

C_s ... Schwellbeiwert

$$\lambda^* = \frac{C_c}{(2,3 \cdot (1 + e))} \quad (44)$$

mit: C_c ... Kompressionsbeiwert

Die Formulierung der Steifigkeit stimmt mit der des HS-Modells überein. Mit weiteren Vereinfachungen reduziert sich die Steifigkeits-Formulierung zu

$$E_{\text{oed}} = \frac{-\sigma'_1}{\lambda^*} \quad (45)$$

$$\text{mit: } \lambda^* = \frac{p^{\text{ref}}}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}}}$$

Zur genauen Beschreibung der Stoffmodelle sei an dieser Stelle auf die Benutzerhandbücher des Programms verwiesen [32].

6.3 Vorbetrachtung

6.3.1 Geometrisches Modell

Vor der Wahl des Stoffmodells sollten Gedanken über die Geometrie der Vereinfachung erfolgen. Im betrachteten Fall genügt ein ebenes Modell, da die horizontalen Verformungen hier vernachlässigt werden. In den fünf Berechnungsquerschnitten werden die vertikalen Verformungen berechnet. Die Wahl der Berechnungsquerschnitte erfolgte entsprechend den

unterschiedlichen Baugrundsituationen und geometrischen Randbedingungen und wurde im Abschnitt 3.3 beschrieben. Es werden die gleichen Schnitte gewählt, wie in der analytischen Berechnung. Die Rotationssymmetrie kann in vier Fällen (Schnitte 1, 2, 3 und 5) genutzt werden. Dies ist abhängig von der Geometrie des Dammes und der Neigung der Dammaufstandsfläche. Die Dammgeometrie in Schnitt 4 ist zu speziell, um ihn als symmetrisch zu vereinfachen.

Die Tiefe des Berechnungsausschnittes ist wie die Setzungseinflusstiefe abhängig von der Breite des Bauwerkes. Im Zweifelsfall sollte sie größer gewählt werden, um ein Versagen des Bodens zu verhindern.

6.4 Darstellung der Durchführung der Berechnungen in PLAXIS

6.4.1 Bodenparameter und Modellgeometrie

An den fünf aufgeführten Berechnungsschnitten werden im Zuge der numerischen Ermittlungen der Setzungen jeweils drei Berechnungen durchgeführt, die sich nur in der Wahl des Stoffmodells für den Kippenboden unterscheiden. Für die Berechnungen mit MC können die Baugrundparameter aus der analytischen Berechnung übernommen werden. Die folgende Tabelle zeigt allgemeine Einstellungen, die (mit Ausnahme der Auffüllung und der Asche) für alle Baugrund- und Stoffmodelle zutreffen.

Tabelle 24: Bodenparametergrundlage für alle Berechnungen (für Auffüllung und Asche nur im MC)

Boden	c_{ref} in [kN/m ²]	ϕ in [°]	γ_{sat} in [kN/m ³]	γ_{unsat} in [kN/m ³]	k_f in [m/day]	ν [-]	E_{oed} in [kN/m ²]	E_{inc} in [kN/m ² /m]
Damm verb.	30	30	21,5	19,5	$8,46 \cdot 10^{-3}$	0,3	50000	0
Damm unverb.	30	30	20	19	$8,46 \cdot 10^{-3}$	0,3	40000	0
Auffüllung MC	5	25	18	17	$8,46 \cdot 10^{-3}$	0,3	2000	80
Asche MC	5	25	15	13	$8,46 \cdot 10^{-3}$	0,3	1500	175
Gewachsenes	10	20	21	20	$8,46 \cdot 10^{-3}$	0,3	6000/20000	400/80

Die Wahl der Baugrundparameter für den Kippenboden und die Asche unterscheidet sich für jeden Schnitt. Deswegen sind den im Folgenden dargestellten geometrischen Modellen die stoffspezifischen Parameter (HS, SS) tabellarisch zugeordnet. Zur Berechnung im MC-Modell werden die in **Tabelle 24** aufgeführten Größen verwendet. Die Grundannahmen für das HS-Modell und das SS-Modell werden in **Tabelle 25** und **Tabelle 26** veranschaulicht. Die Wahl der Querdehnzahl ν_{ur} ist laut [32] zu 0,2 gewählt.

Tabelle 25: Parametergrundlage HS

HS	E_{oed}^{ref} in [kN/m ²]	E_{50}^{ref} in [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} in [kN/m ²]	v_{ur} in [-]	K_0^{nc}	m in [-]	p^{ref} in [kN/m ²]	σ_t in [kN/m ²]
Auffüllung	2000	2500	7500	0,2	0,5	1	100	1,0
Asche	1500	1875	5625	0,2	0,5	1	100	0

Tabelle 26: Parametergrundlage SS

SS	λ^*	κ^*	v_{ur} in [-]	K_0^{nc}	m in [-]	p^{ref} in [kN/m ²]
Auffüllung	0,050	0,024	0,2	0,5	1	100
Asche	0,067	0,032	0,2	0,5	1	100

Die folgenden Abbildungen veranschaulichen die Baugrundmodelle der verschiedenen Schnitte im Berechnungsprogramm PLAXIS. Dabei können über die Farben die Baugrundparameter des Bodens aus den zuvor angeführten Tabellen **Tabelle 24**, **Tabelle 25** und **Tabelle 26** zugeordnet werden.

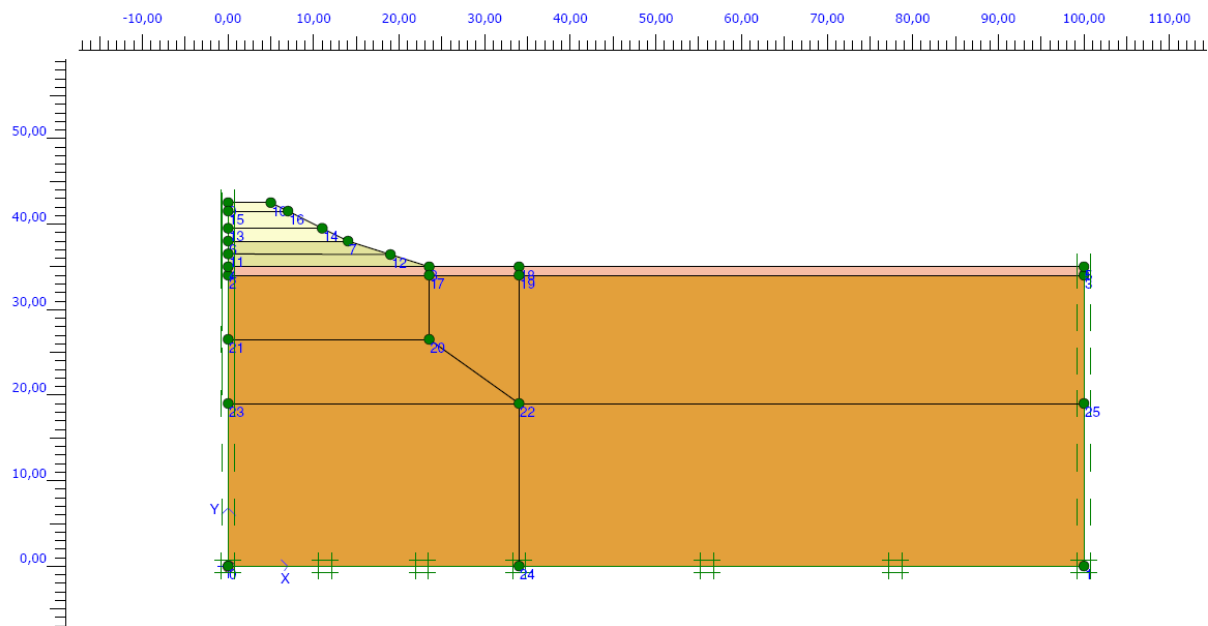


Abbildung 44: Baugrundmodell FEM Schnitt 1

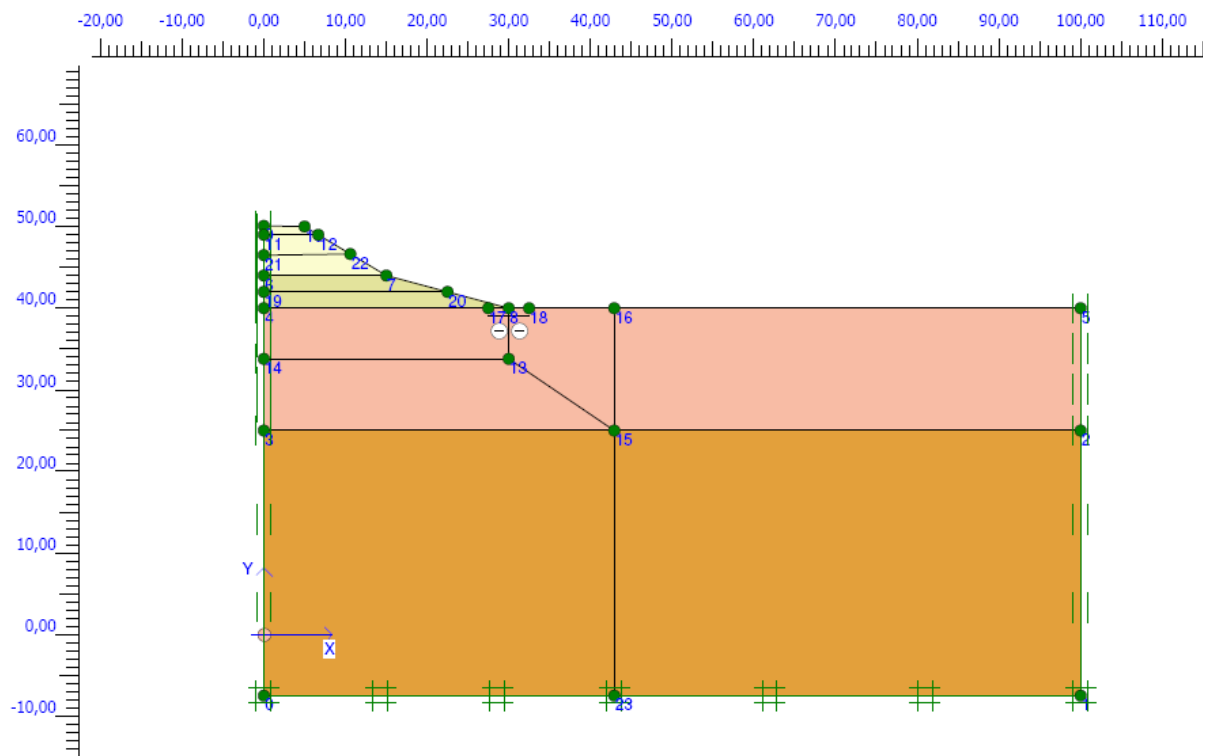


Abbildung 45: Baugrundmodell FEM Schnitt 2

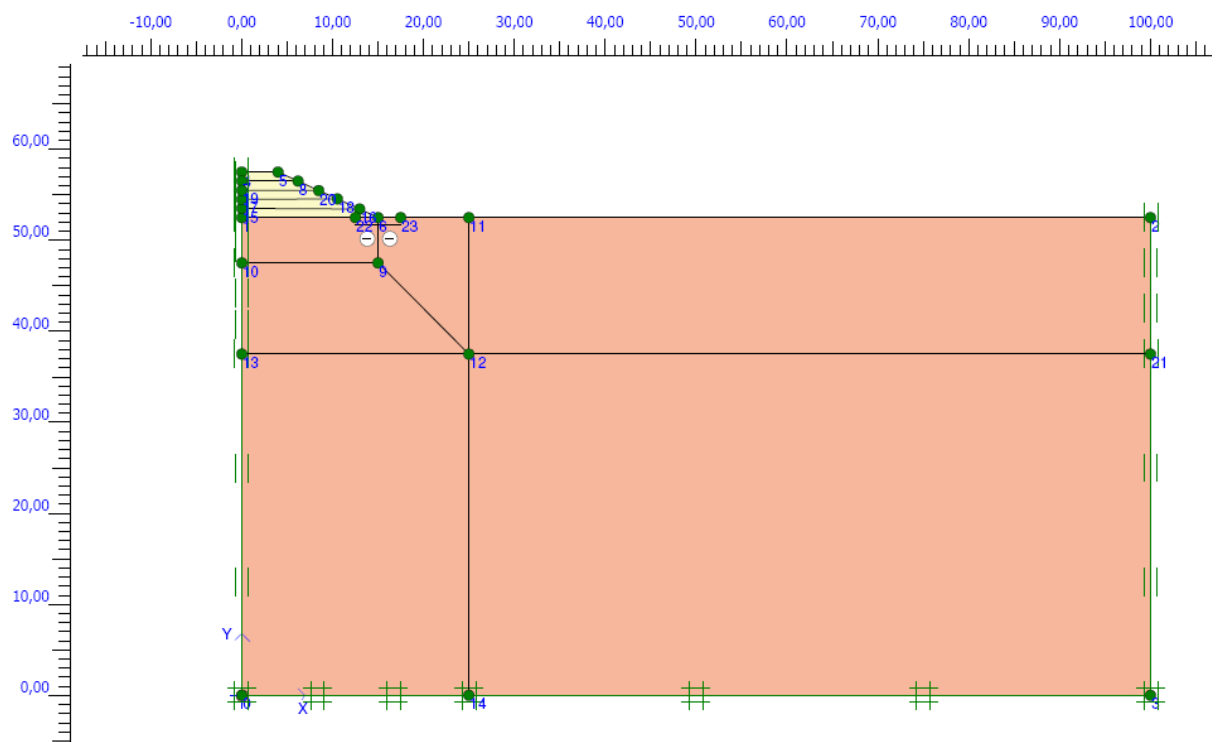


Abbildung 46: Baugrundmodell FEM Schnitt 3

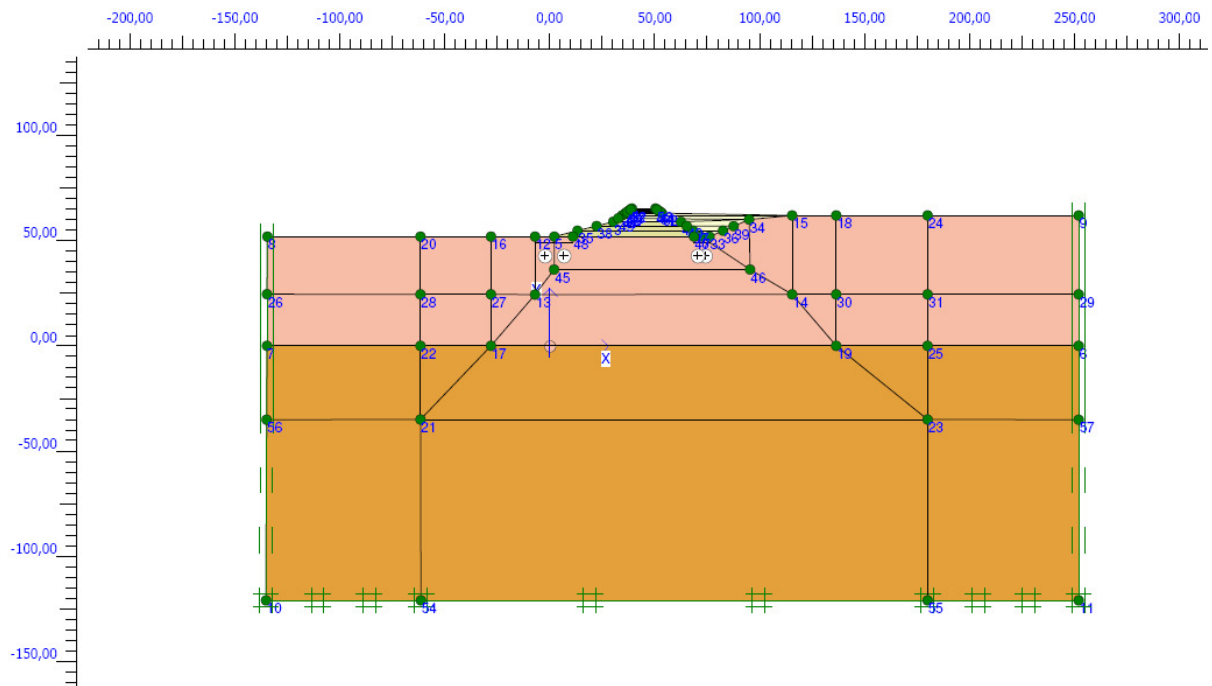


Abbildung 47: Baugrundmodell FEM Schnitt 4

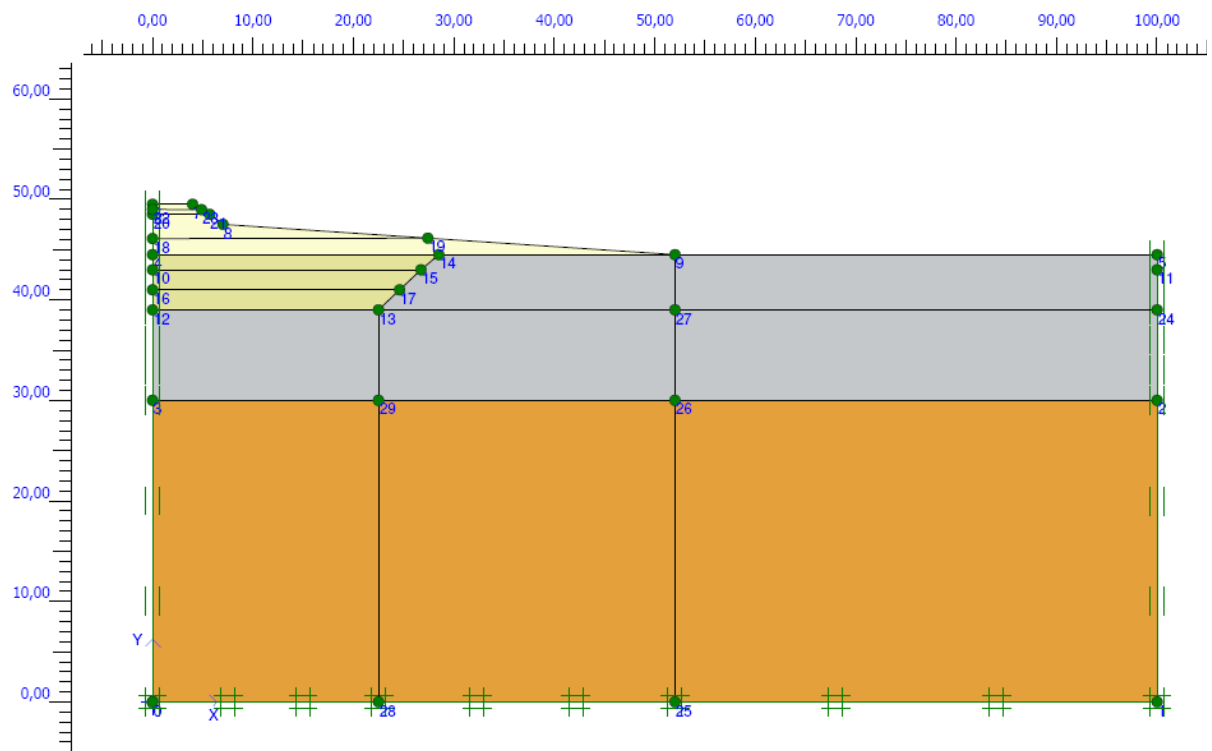


Abbildung 48: Baugrundmodell FEM Schnitt 5

6.4.2 Der Steifemodulansatz in der MC-Berechnung

Der Ansatz der Materialparameter erfolgte analog den in den analytischen Berechnungen verwendeten Baugrundparameter. Diese können in den Tabellen des Abschnitts 5.2.1 nachverfolgt werden. Im Mohr-Coulomb-Modell kann mit dem Parameter E_{inc} ein mit der Tiefe gleichmäßig ansteigender Steifemodul angesetzt werden. In der **Abbildung 49** ist der Steifemodulansatz des Kippenbodens in den Berechnungen mit dem MC-Modell dargestellt. In Zahlen ausgedrückt steigt E_s um 80 kN/m^2 pro Meter Tiefe. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass der analytische Steifemodulansatz zu ähnlichen Ergebnissen führt.

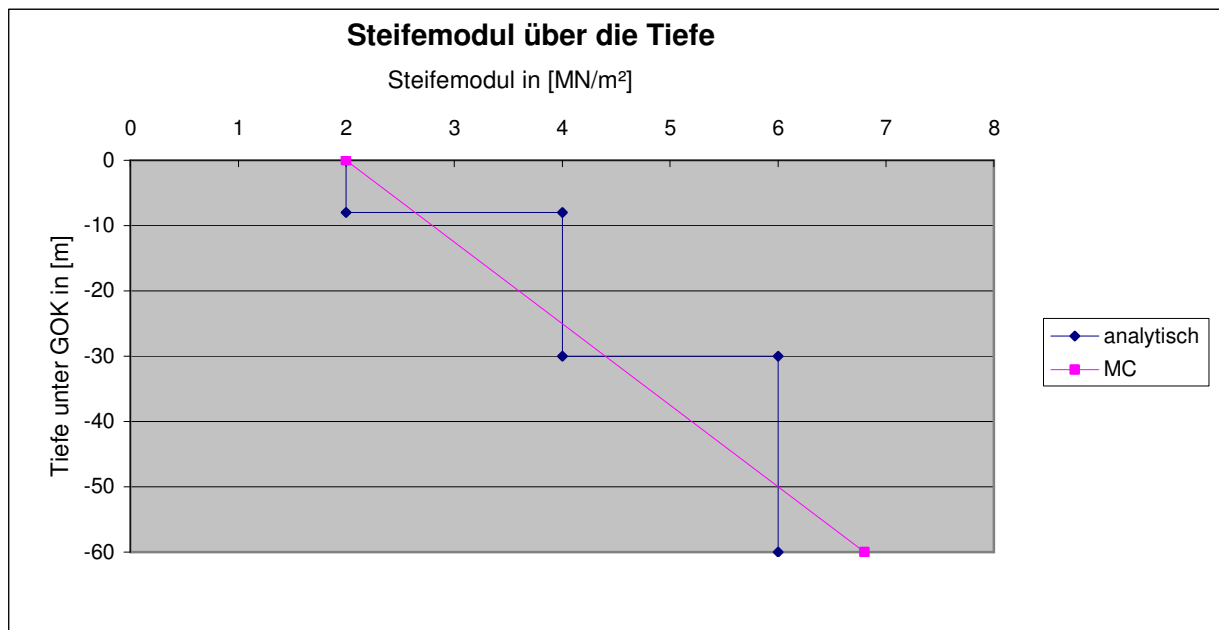


Abbildung 49: Steifemodulansätze für MC

6.4.3 Ergebnisse der Verformungsberechnung

Tabelle 27: Ergebnisse der Setzungsberechnung für die Dammachse zum Ende der Liegezeit in [cm] und Vergleich mit gemessenen und analytisch ermittelten Werten

	MC	HS	SS	$s_{gem,mod}$ in [cm]	$s_{L+ED+EK}$ in [cm]
Schnitt 1	-40,2	-49,7	-54,6	-82,6	-52,9
Schnitt 2	-109,0	-127,0	-114,0	-111,7	-152,5
Schnitt 3	-49,3	-69,8	-57,5	-96,0	-72,8
Schnitt 4	-233,2	-305,6	-261,8	-143,3	-183,1
Schnitt 5	-27,6	-47,9	-46,8	-56,5	-78,5

Aus diesen Werten wird ersichtlich, dass das Mohr-Coulomb-Modell am weitesten von den gemessenen Setzungen abweicht. Die beste Übereinstimmung lieferte die Berechnung mit

dem Soft-Soil-Modell. In den folgenden Abbildungen sind die Zeit-Setzungslinien der FEM-Berechnung und der Messungen gegenübergestellt.

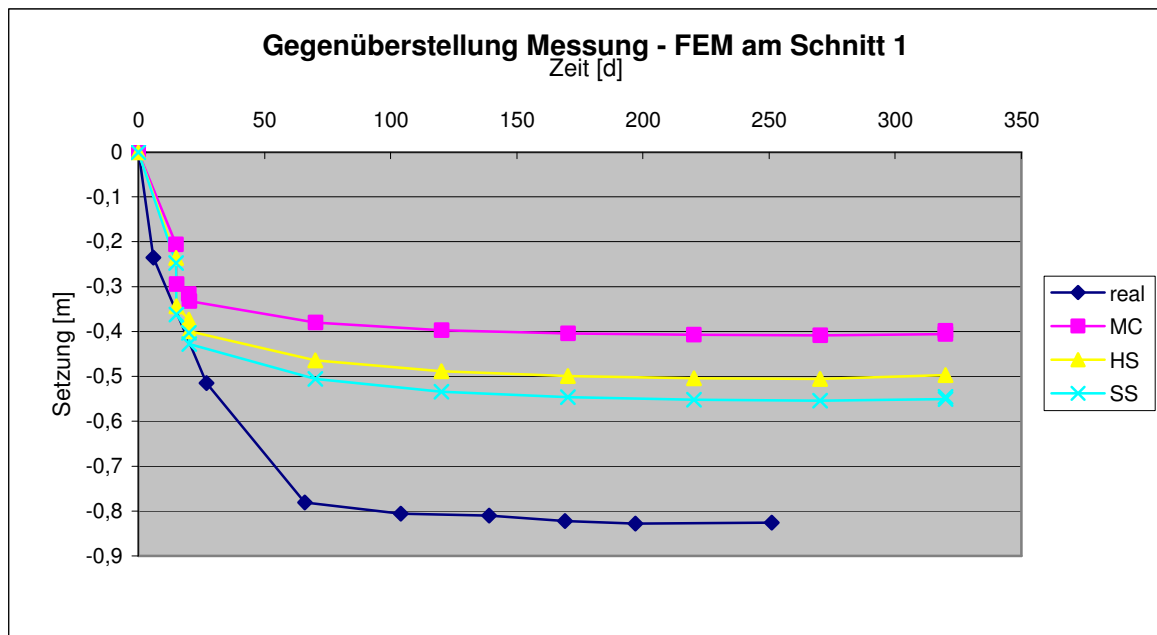


Abbildung 50: Berechnungsergebnisse FEM und Vergleich mit gemessenen Werten am Schnitt 1

Besonders aus dem Ergebnis der Verformungsberechnungen am Schnitt 1 (**Abbildung 50**) wird ersichtlich, wie groß der Einfluss der Wahl des Stoffmodells ist. Hier besteht der Unterschied der Ansätze lediglich in der Modellwahl für eine einen Meter dicke Schicht. Die errechneten Setzungen weichen mehrere Zentimeter voneinander ab.

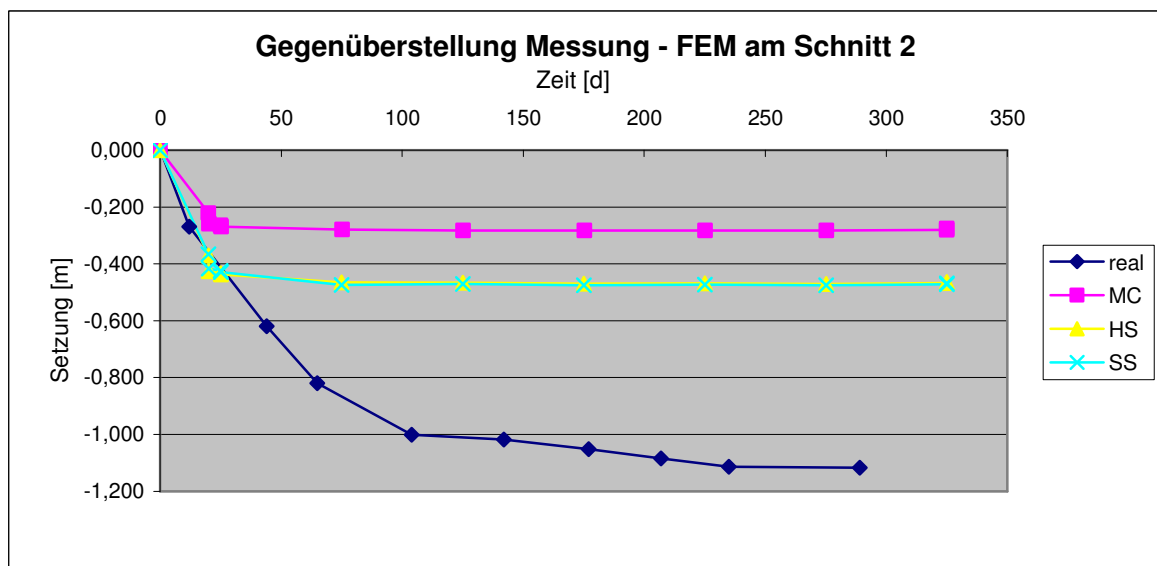


Abbildung 51: Berechnungsergebnisse FEM und Vergleich mit gemessenen Werten am Schnitt 2

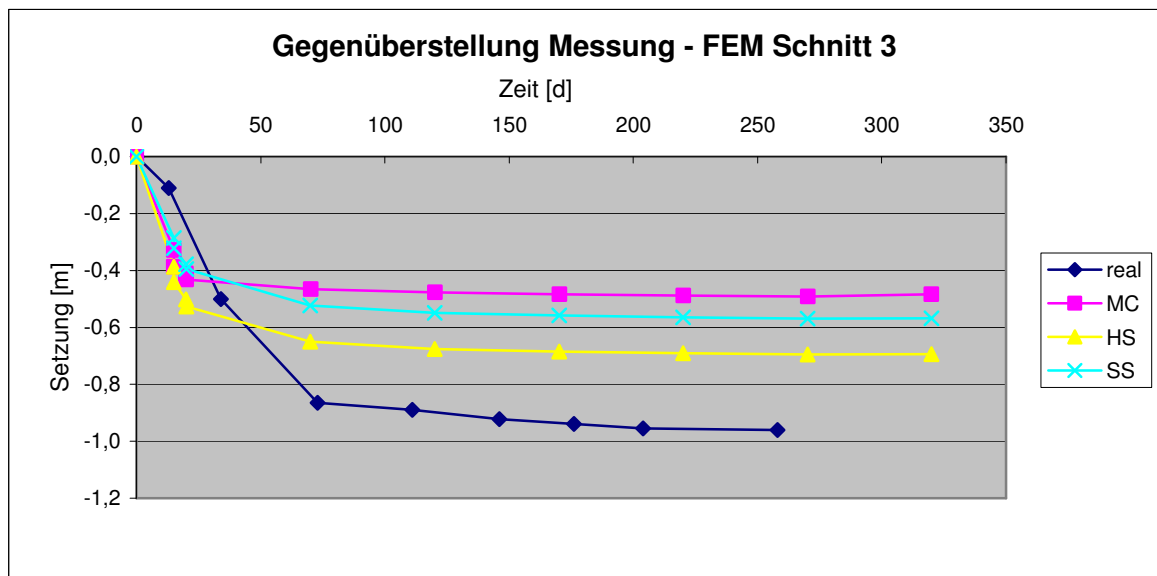


Abbildung 52: Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 3

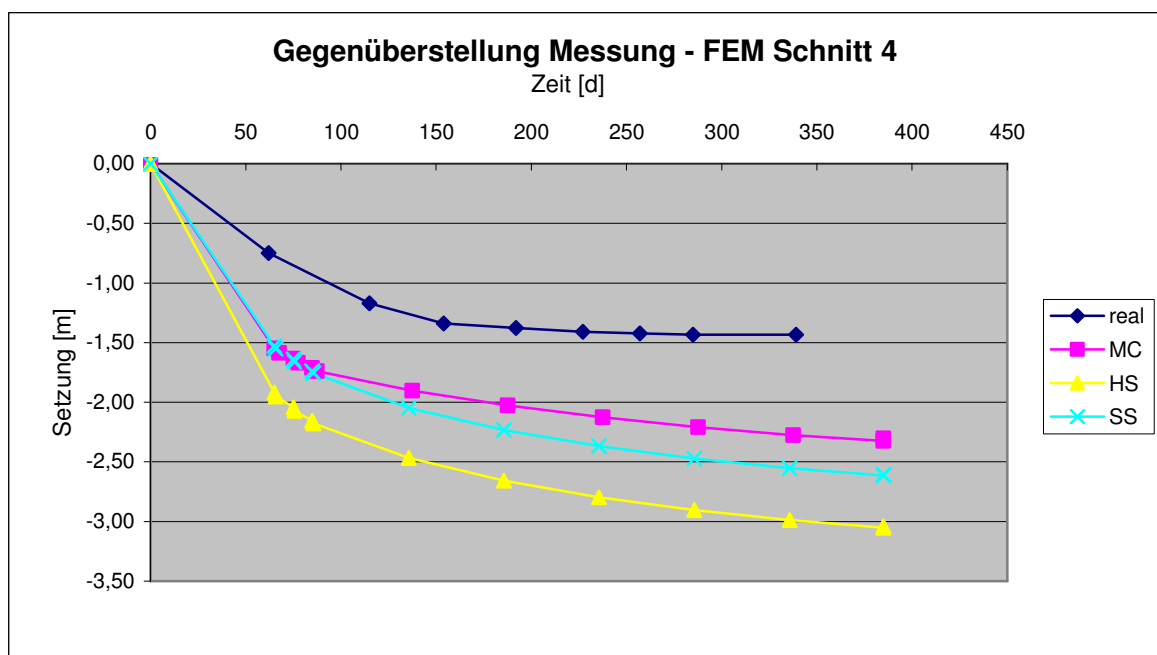


Abbildung 53: Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 4

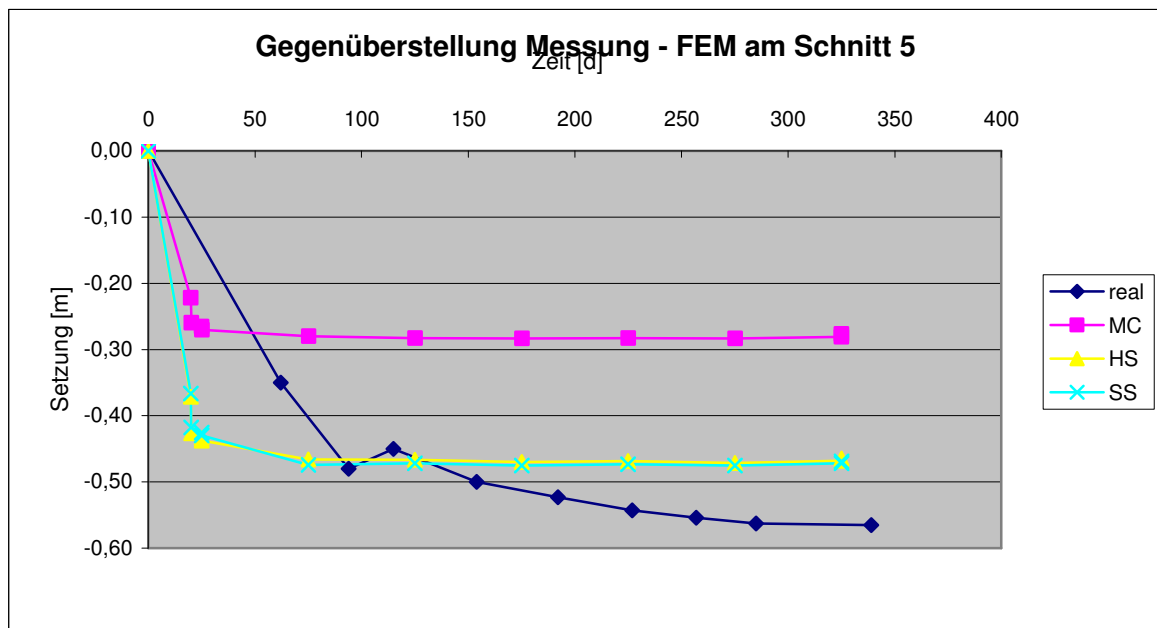


Abbildung 54: Berechnungsergebnisse FEM mit Vergleich zu gemessenen Werten am Schnitt 5

Aus den vorangegangenen Diagrammen der Verformungsberechnung mit der FEM kann geschlossen werden, dass die verschiedenen Berechnungsmethoden zu hinreichend genauen Ergebnissen für eine Abschätzung führen. Eine Setzungsprognose kann mit den verschiedenen Verfahren nicht in befriedigendem Maße abgegeben werden.

6.4.4 Ermittlung der Dammeigensetzung

Die Dammeigensetzung s_{ED} wird als die Differenz der Setzungen der Dammkrone und des Dammfußes bezeichnet. Mithilfe von diesen beiden Punkten kann die Dammeigensetzung aus den Ergebnissen der Verformungsberechnungen ermittelt werden. In der folgenden Tabelle sind die ermittelten Werte für s_{ED} aus FEM-Berechnung und zum Vergleich die im analytischen Teil aus Abschätzungen ermittelten Dammeigensetzungen aufgeführt.

Tabelle 28: Dammeigensetzungen aus FEM ($s_{ED,FEM}$) und aus Abschätzungen (s_{ED})

Schnitte	$s_{ED,MC}$ in [cm]	$s_{ED,HS}$ in [cm]	$s_{ED,SS}$ in [cm]	$s_{ED,FEM}$ in [cm]	s_{ED} in [cm]
Schnitt 1	-0,5	-1,7	-1,9	-1,4	-3,8
Schnitt 2	-0,5	(+2,5)	-1,0	-0,5	-4,9
Schnitt 3	(+1,0)	-0,1	-0,0	-0,0	-2,4
Schnitt 4	-4,5	-15,4	-1,1	-8,1	-6,6
Schnitt 5	-0,0	-0,1	-0,0	-0,0	-5,2

6.4.5 Vergleich der ermittelten Einflusstiefen

Im Zuge der analytischen Setzungsberechnung wurde die Grenztiefe dort angenommen, wo die Zusatzspannung aus der Bauwerkslast 10% der Überlagerungsspannung beträgt. So werden bei großer Belastung sehr große Tiefen erreicht. Aus den Verformungsbildern der numerischen Berechnungen können die Setzungseinflusstiefen abgelesen werden. So soll geprüft werden, inwiefern der Ansatz aus der Analytik Berechtigung hat. Dazu werden die Verformungsbilder wie in **Abbildung 55** dargestellt dort betrachtet, wo die Verformungen nur noch im Millimeterbereich eingehen.

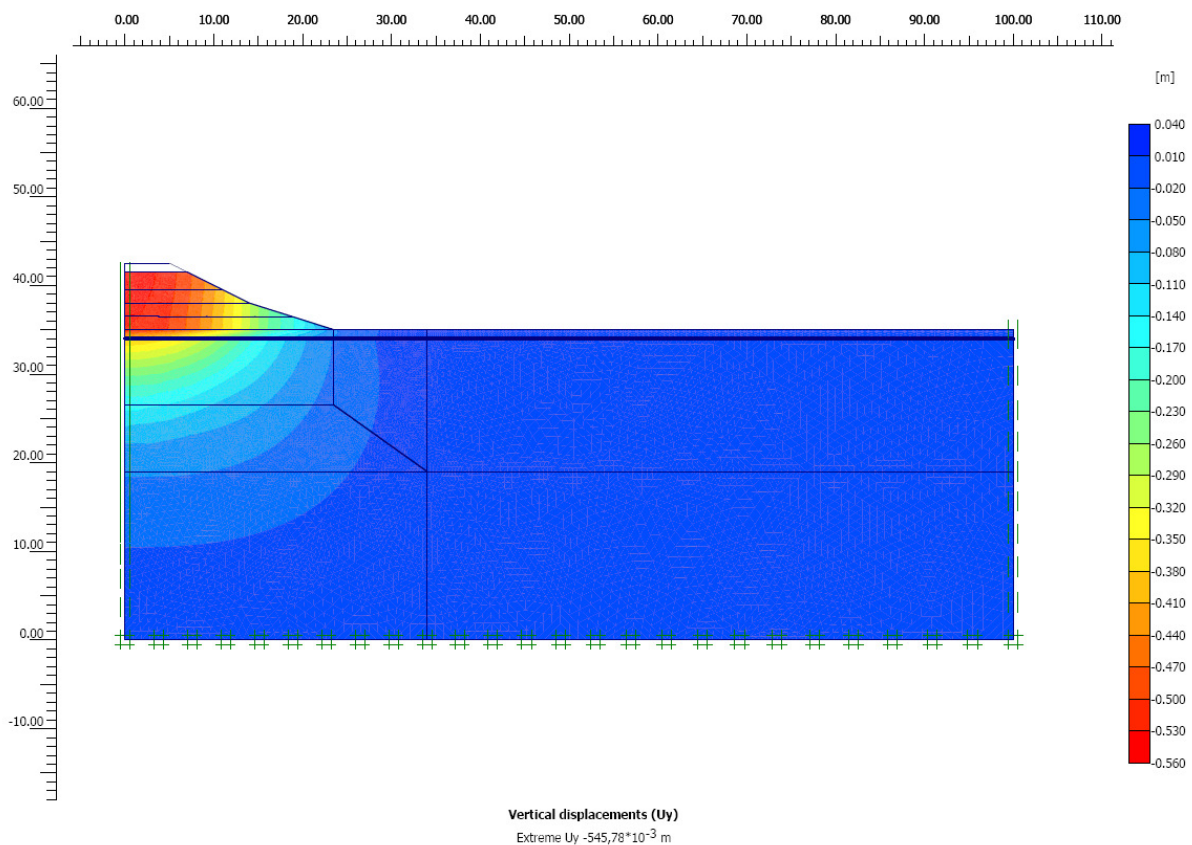


Abbildung 55: Ergebnis der Verformungsberechnung im Soft-Soil-Modell an Schnitt 1

Tabelle 29: Setzungseinflusstiefen in der Gegenüberstellung in [m]

	MC	HS	SS	t_s in [m]
Schnitt 1	34	34	34	48
Schnitt 2	47	47	47	54
Schnitt 3	50	48	46	32
Schnitt 4	200	300	250	56
Schnitt 5	37	38	38	39

Diese Gegenüberstellung zeigt eine gute Übereinstimmung für die Schnitte 1, 2, 3 und 5. Die

analytische Grenztiefe am Schnitt 4 unterscheidet sich stark von der im Programm PLAXIS ermittelten. Hier finden in sehr großen Tiefen noch setzungsrelevante Verformungen statt. Dies hängt besonders mit dem Steifemodulansatz zusammen. Das Ergebnis der Verformungsberechnungen in der FEM zeigt, dass das System des Schnittes 4 zu weich angesetzt wurde. Daraus resultieren die sehr großen Verformungen und die große Einflusstiefe. Allerdings kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass die im analytischen Verfahren verwendete Ermittlung der Grenztiefe mit dem Ansatz $0,1 \cdot \sigma_{\bar{u}} = \sigma_z$ hinreichend genau ist.

7 Maßnahmen zur Reduzierung bzw. Beschleunigung von Setzungen

Besonders geschüttete Böden haben eine große Verformbarkeit oder eine lange Konsolidierungsdauer. Somit müssen sie zur Nutzung als Baugrund in besonderem Maße verbessert oder geeignete Maßnahmen an den geplanten Bauwerken vorgenommen werden. Je nach Anwendungsfall und Bodenart ist zu unterscheiden, welche der vielfältigen Verfahren und Konzepte Anwendung finden sollen. Maßnahmen, die zur Reduzierung oder Beschleunigung von Setzungen beitragen, gehen meist Hand in Hand mit Maßnahmen zur Baugrundverbesserung. Im Folgenden wird eine Übersicht über einige Methoden gegeben, die die Verformbarkeit und das Setzungsverhalten beeinflussen können. Dabei wird in verschiedene Verfahren unterteilt:

- Konsolidationsverfahren
- Bodenersatzverfahren
- Verfahren mit Herstellung von Einzelementen

In dieser Arbeit sollen diese Baugrundverbesserungsverfahren im Hinblick auf ihren Einfluss auf das Setzungsverhalten des Bodens untersucht werden. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die Konsolidationsverfahren gerichtet. Im Bodenersatzverfahren wird der wenig tragfähige Baugrund vollständig oder teilweise durch tragfähiges Material ersetzt. Dabei wird in „Bodenersatz durch Austauschen“ und in „Bodenaustausch durch Verdrängen“ unterschieden. Die Verfahren mit Herstellung von Einzelementen werden in ihrer Wirkungsweise vorgestellt und eine allgemeine Übersicht über die verschiedenen Methoden gegeben. An dieser Stelle sollte dazu noch erwähnt werden, dass die genannten Verfahren bezogen auf Verkehrsanlagen vorgestellt und im Zuge einer Diskussion über die Anwendbarkeit auf das in dieser Arbeit behandelte Projekt untersucht werden.

Die verschiedenen Konsolidierungsverfahren basieren auf dem Gedanken, den wenig tragfähigen Baugrund insoweit vorzubelasten, dass dieser nach Inbetriebnahme die Lasten des Bauwerks ohne weitere Lastsetzung aufnehmen kann. Die Belastung bewirkt einen Konsolidierungsprozess, der durch das Auspressen des Porenwassers gekennzeichnet ist. Bei ungesättigten Böden wird neben dem Porenwasser auch Porenluft ausgepresst. Somit wird das Porenvolumen verringert, was zu Setzungen führt. Diese Setzungen können beispielsweise durch eine Übersättigung beschleunigt werden. Die Liegezeit, die zur Auskonsolidierung benötigt wird, kann so verkürzt werden. Zusätzlich können die

Konsolidationszeiten durch Kombination mit entwässernden Maßnahmen beschleunigt werden, worauf in einem gesonderten Abschnitt eingegangen wird.

7.1 Statische Konsolidationsverfahren

7.1.1 Vorbelastungsverfahren

Beim Vorbelastungsverfahren wird der Damm mit einem bestimmten Höhenzuschlag über der geplanten Gradientenhöhe eingebaut und anschließend der Konsolidierungsvorgang abgewartet. Der Zuschlag soll die Verkehrslasten sowie die Lasten des Oberbaus ersetzen, die im Betrieb der Anlage wirken. Während der Liegezeit und während der Nutzung wirken so die gleichen Lasten. Aus baupraktischen Gründen gilt der Konsolidierungsvorgang im Allgemeinen als abgeschlossen, wenn 90 % des durch die Dammauflast entstandenen Porenwasserüberdruckes abgebaut sind, wobei dieser Wert projektspezifisch auch bei geforderten 100 % liegen kann. In solchen Fällen verlängert sich die Liegezeit.

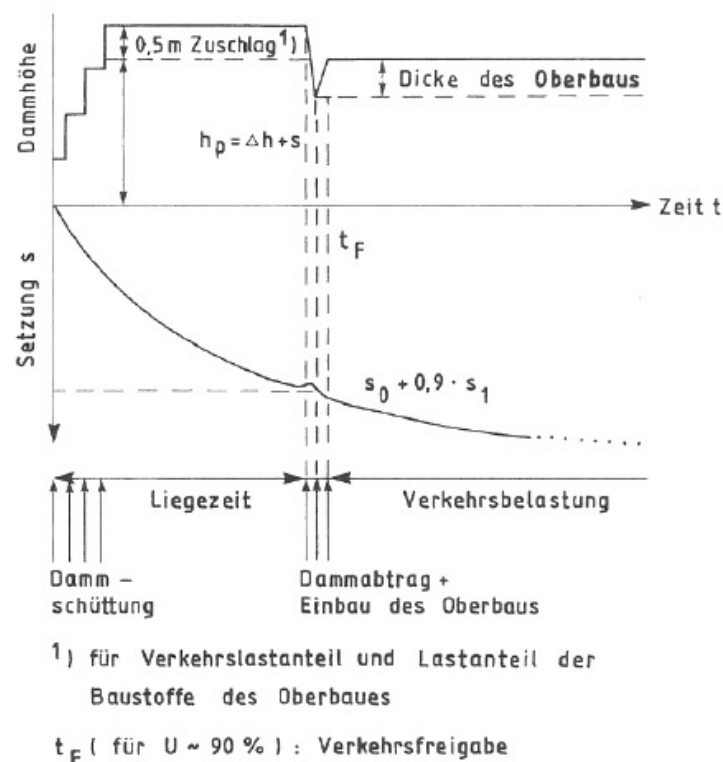


Abbildung 56: schematische Darstellung des Vorbelastungsverfahrens aus [20]

In **Abbildung 56** ist das Prinzip des Vorbelastungsverfahrens dargestellt. Dabei ist eine

Überhöhung von 0,5 m und eine Verkehrsfreigabe für $U \sim 90 \%$ (d.h. 90 % der Setzungen sind abgeklungen) dargestellt. Die Dammhöhe h_p in der Darstellung beinhaltet neben der Höhe des Oberbaus unter anderem die zu erwartende Setzung s , die im Zuge einer Voruntersuchung abgeschätzt werden muss. Aus der Dammhöhe h_p und dem Zuschlag ergibt sich dann die Höhe des Dammkörpers nach der Liegezeit, d.h. nach dem Abklingen der Setzungen.

Nach Beendigung der Liegezeit erfolgen der Erdabtrag bis auf Planumshöhe und anschließend der Einbau des Oberbaus. Die Liegezeit wird abgewartet, da die Setzungsunterschiede aus der Konsolidierungssetzung schädlich für den Oberbau wären. Das Abklingen der Setzungen ist durch Messungen während der Bau- und Liegezeit nachzuweisen.

Das Verfahren der Vorbelastung ist für Böden geeignet, deren Zeit-Setzungsverhalten ein ausreichend schnelles Abklingen der Konsolidierungssetzung erwarten lässt.

Bezug auf das Projekt:

Bei dem in dieser Arbeit behandelten Projekt wurde das Verfahren der Vorbelastung bzw. Überschüttung angewendet. Gemäß [1] wurde bei der Untersuchung des Lastsetzungsverhaltens einiger Testflächen festgestellt, dass ein Großteil der Setzungen bereits während der Schüttung und unmittelbar danach auftreten. Innerhalb eines Zeitraums von drei Monaten waren 90 % der Endsetzung vorweggenommen. Dabei wurde dieses Verhalten sowohl bei rolligen als auch bei bindigen Mischbodenkippen beobachtet. Aus der Auswertung der gemessenen Setzungen im behandelten Projekt geht hervor, dass ein entsprechendes Lastsetzungsverhalten auch für den anstehenden Kippenboden zutrifft und somit eine Anwendung des Vorbelastungsverfahrens bzw. des im Folgenden beschriebenen Überschüttverfahrens sinnvoll war.

7.1.2 Überschüttverfahren

Das Überschüttverfahren beruht auf dem gleichen Prinzip wie das Vorbelastungsverfahren. Nach der überhöhten Dammschüttung wird die Konsolidation abgewartet. Der Unterschied besteht darin, dass die Konsolidation durch eine größere Schütthöhe als tatsächlich benötigt beschleunigt wird. Die Überschütthöhe h_u ist größer als der Zuschlag beim Vorbelastungsverfahren. Nach Ende der Liegezeit wird ebenso wie beim Vorbelastungsverfahren der überschüssige Aufbau bis auf Planumshöhe abgetragen und der Oberbau eingebaut. In der

folgenden **Abbildung 57** ist das Prinzip der Überschüttung dargestellt. Man erkennt an der Zeit-Setzungslinie ebenfalls den Unterschied zum Vorbelastungsverfahren. In **Abbildung 56** setzt sich die Setzung mit der gleichen Geschwindigkeit fort wie vor Dammantrag und Einbau des Oberbaus. In **Abbildung 57** dagegen sieht man eine deutlichere Abnahme der Setzungen. Man ist also bestrebt, einen überkonsolidierten Zustand zu erreichen. Ein überkonsolidierter Zustand liegt dann vor, wenn bei Wiederbelastung (Inbetriebnahme) der Spannungszustand der Erstbelastung (Überschüttung) nicht erreicht wird. Die gestrichelte Linie deutet den Fortgang der Setzung bei gleich bleibender Last an.

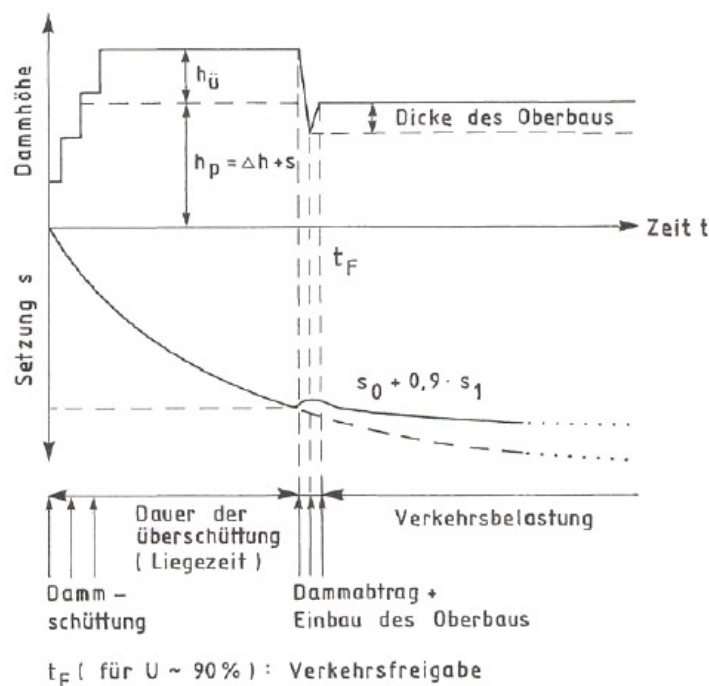


Abbildung 57: Prinzip des Überbelastungsverfahrens aus [20]

Die Liegezeit einer Dammschüttung kann so verkürzt werden, da der Konsolidationsvorgang schneller beendet wird. Man erzwingt mitunter bereits Sekundärsetzungen. Dies hat besonders wirtschaftliche Vorteile. Das Verfahren eignet sich besonders für bindige Böden mit langer Konsolidierungsphase.

Projektbezug:

Bei dem bearbeiteten Projekt handelt es sich um einen bindigen Boden. Allerdings hat die Auswertung des Setzungsmonitorings ein für solche Böden eher untypisches Last-Setzungsverhalten aufgedeckt. Wie im vorigen Abschnitt beschrieben, kann nach [1] im Allgemeinen für Kippenböden ein Abklingen von 90 % der Endsetzung bereits innerhalb dreier Monate angenommen werden. Für das Lastsetzungsverhalten des Kippenbodens im

dargestellten Projekt konnte die gleiche Beobachtung gemacht werden. Auch hier wurden während der Aufbauzeit durchschnittlich 90 % der zum Ende der Liegezeit gemessenen Setzungen bewältigt. Dies wurde unter anderem durch die Anwendung des Überschüttverfahrens mit der Überschüthöhe $h_{\bar{u}}$ von durchschnittlich 1 m unterstützt.

7.1.3 Grundwasserabsenkung

Die Grundwasserabsenkung wird üblicherweise mithilfe von Gravitationsbrunnen durchgeführt, die bis in eine tragfähige Schicht abgeteuft werden. Die Dimensionierung solcher Brunnen im Hinblick auf Anzahl und Leistungsfähigkeit erfolgt entsprechend der Bodenstruktur. Die Wirksamkeit ist besonders von der Wasserdurchlässigkeit der zu entwässernden Schicht abhängig. Je kleiner der Durchlässigkeitsbeiwert k , desto kleiner sollten auch die Abstände der Brunnen zueinander gewählt werden. Laut [20] haben Smolczyk (2001) und Herth (1994) Berechnungsansätze ausführlich beschrieben.

Die Wirkungsweise der Grundwasserabsenkung basiert auf der Entwässerung des Bodens. Der zuvor herrschende Auftrieb (geringere Wichte) entfällt und das Eigengewicht des Bodens erhöht sich. Aufgrund der Lasterhöhung wird der Setzungsvorgang eingeleitet. Zusätzlich wirkt die Verringerung des Porenwassers beschleunigend auf den Konsolidationsprozess.

Da die Geschwindigkeit der Entwässerung abhängig ist von der Durchlässigkeit der zu entwässernden Schicht, ist dieses Verfahren besonders für nicht bindige Böden geeignet. Für Böden mit großem Ton- und Schluffanteil sollte dieses Verfahren nicht angewendet werden, da sie geringe Durchlässigkeiten haben und das Wasser durch Adsorption gebunden ist. Die Entwässerung durch Gravitation würde hier einfach zu lange dauern. Für Böden mit hohem Ton- und Schluffanteil eignet sich das Entwässern durch Vakuumdränierung (beschrieben im folgenden Abschnitt) besser.

Projektbezug:

Das Wirkprinzip der Grundwasserabsenkung ist stark an die Durchlässigkeit der zu entwässernden Schicht gebunden. Der Kippenboden im behandelten Projekt weist einen großen Anteil an bindigem Material auf. Auch aufgrund der zu erreichenden Teufe bis in den tragfähigen Untergrund von bis zu ca. 60 m, ist von der Anwendung dieses Verfahrens abzusehen. Zusätzlich ist nicht bekannt, ob aktuell ein geschlossener Grundwasserspiegel in der Kippe vorhanden ist, der kontrolliert abgesenkt werden kann.

7.1.4 Vakuumdränierung

Die Wirkungsweise der Vakuumdränierung basiert auf der Belastungszunahme durch Entwässerung des Bodens. Durch die Verringerung des Auftriebs und die Zunahme der Belastung des Untergrundes wird der Konsolidierungsvorgang beschleunigt. Der Namensbestandteil „Vakuum“ deutet darauf hin, dass dieses Verfahren mit Unterdruck arbeitet. Dazu wird auf den in der Regel weichen zu verbessernden Boden eine gut durchlässige Schicht aus zumeist Sand aufgebracht. Von dort aus treibt oder spült man vertikale Dräns in den Untergrund. Nach sorgfältiger Abdichtung der Geländeoberfläche, die an eine zuvor erstellte Randabdichtung anzuschließen ist, wird mittels Vakuumpumpe ein Luftdruck (Unterdruck) auf den Untergrund aufgebracht. In den Dränageelementen steigt der Wasserspiegel. Außerdem kann der atmosphärische Luftdruck anstelle einer Erdüberschüttung als Auflast ausgenutzt werden.

Gegenüber den Vorbelastungsverfahren hat die Vakuumdränierung folgende Vorteile:

- Aufgrund der niedrigen Aufschütthöhe verringert sich die Gefahr von Böschungs- oder Geländebrüchen während der Konsolidation.
- Der Konsolidationsprozess erfolgt schneller.
- Die Konsolidation ist isotrop.
- Die Scherfestigkeit im Arbeitsplanum wird erhöht, wodurch sich das Arbeitsplanum stabilisiert. Eine zusätzliche Überschüttung in Kombination mit der Vakuumkonsolidation ist möglich. Dadurch kann die Konsolidation zusätzlich beschleunigt werden.

Projektbezug:

Eine Anwendung des Verfahrens der Vakuumdränierung auf das in dieser Arbeit vorgestellte Projekt wäre theoretisch möglich und könnte die Setzungen eventuell weiter beschleunigen. Allerdings birgt der Einsatz von Vertikaldräns die Gefahr der Verwässerung des Bodens. Die Kippe hat keine natürliche Vorflut, was bedeutet, dass das Restloch „voll läuft“. Da die hydrologischen Bedingungen des Untergrundes auch nach der Baugrunderkundung nicht ganz eindeutig beschreibbar sind und mit einer nicht kalkulier- und kontrollierbaren Aufsättigung zu rechnen ist, die durch den Einsatz der Vertikaldräns eventuell beschleunigt würde, sollte auch dieses Risiko ausgeschlossen werden. Außerdem ist die im Baugrundgutachten angegebene Durchlässigkeit des Bodens mit bis zu 10^{-7} m/s zu gering. Wie im vorigen Abschnitt zur Grundwasserabsenkung beschrieben, ist unbekannt, ob ein

geschlossener Grundwasserspiegel vorhanden ist. Die Wirkung dieses Verfahrens auf den Kippenboden ist somit nicht einschätzbar.

7.1.5 Elektroosmose

Bleiben die Entwässerungsverfahren Grundwasserabsenkung und Vakuumdränierung wegen zu geringer Durchlässigkeit ($k \leq 10^{-5} \text{ m/s}$) der zu entwässernden Schicht wirkungslos, bietet sich die Entwässerung durch Elektroosmose an. Dabei wird eine Gleichspannung im Boden erzeugt, wobei im Boden eine Anode (positiv) und eine Kathode (negativ) wirken. Das freie ungebundene Wasser beginnt zu den Kathoden zu wandern, wo es sich ansammelt. Von dort kann es abgepumpt werden. Deshalb sollten die Kathoden als Filterbrunnen angelegt werden. Bei der reihenförmigen Anordnung der Filterbrunnen werden zwischen jeweils zwei Filterbrunnen Stahlstäbe eingebracht.

Die Elektroosmose bewirkt wie alle anderen Entwässerungsverfahren eine Beschleunigung der Konsolidation. Die Geschwindigkeit der Entwässerung ist dabei von der elektrischen Spannung abhängig. Die Entwässerung durch Elektroosmose funktioniert solange, wie freies ungebundenes Wasser zur Verfügung steht. Eine totale Entwässerung ist aufgrund der Anziehungskraft der Tonminerale nicht möglich. Daher eignet es sich nur bedingt für die Gründung von Straßendämmen. In Kombination mit beispielsweise den Überschüttverfahren ist es als mögliche Hilfsmaßnahme zu betrachten.

Projektbezug:

Auch im behandelten Projekt könnte dieses Verfahren als Hilfsmaßnahme in Betracht gezogen werden. Es kann allerdings keine genaue Angabe zur Verfügbarkeit von freiem ungebundenem Wasser gegeben werden, da die hydrologischen Verhältnisse nicht eindeutig sind und deswegen unklar ist, in welcher Tiefe die Elektroosmose wirksam wäre. Nach den Erkundungsergebnissen ist eher nicht von entziehbarem Wasser in den oberen Kippenhorizonten auszugehen.

7.1.6 Verdichtungsinjektionen

Bei der Verdichtungsinjektion wird ein Injektionsmörtel unter Druck in den Boden gepresst. Dabei dringt der Mörtel aufgrund seiner Fließeigenschaften und Grobkörnigkeit nicht in den vorhandenen Boden ein, sondern verdrängt ihn, was eine Verdichtung zur Folge hat. Er

breitet sich im Baugrund als annähernd homogene Masse aus und bildet dabei kugelförmige Injektionskörper. Das Gestänge wird nun schrittweise aus dem Boden gezogen, so entstehen säulenartige Elemente, die zum Erreichen einer gleichmäßigen Verdichtung in einem festgelegten Raster angeordnet werden.

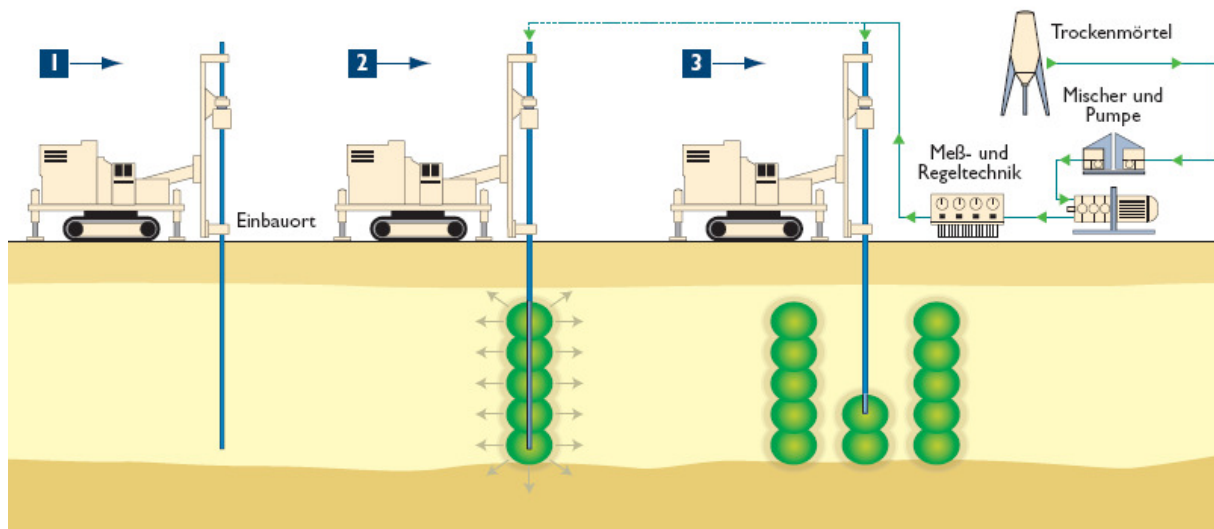


Abbildung 58: Verfahren der Verdichtungsinjektion (1: Einbau des Injektionsrohrs; 2: Verdichtungsinjektion; 3: Schrittweise Verdichtung durch Primär- und Sekundärraster) aus [35]

Das Verfahren der Verdichtungsinjektion eignet sich besonders zur Verbesserung rolliger Böden. Es findet aber auch im feinkörnigen Bereich Verwendung, um in wenig tragfähigem Baugrund Elemente mit höherer Tragfähigkeit anzuordnen. Jedoch sollte in wassergesättigten bindigen Böden beachtet werden, dass der Porenwasserdruck vorübergehend ansteigt und dessen Abbau zu zusätzlichen Setzungen führen kann. Da feinkörnige Böden im bodenmechanischen Sinne nicht verdichtbar sind, spricht man bei der Verwendung der gleichen Technik von einer Konsolidierungsinjektion.

Projektbezug:

Eine Bodenverbesserung durch die Anwendung einer Verdichtungsinjektion ist in bindigen Mischbodenkippen aus technologischer Sicht praktikabel. Aufgrund der großen Mächtigkeit der wenig tragfähigen Schicht könnten die Säulen nicht bis zum tragfähigen Baugrund gegründet werden und müssten „schwimmend“ ausgeführt werden. Dennoch würde in diesem Bereich eine Verbesserung der Tragfähigkeit erreicht werden.

7.2 Dynamische Konsolidationsverfahren

7.2.1 Oberflächenverdichtung

Bei der Oberflächenverdichtung werden z.B. Flächenrüttler, Vibrationswalzen, Explosionsstampfer oder Fallplatten eingesetzt. Diese Art der Verdichtung wird auch generell im Erd- und Straßenbau für lagenweise eingebaute Schüttungen angewendet, da die Tiefenwirkung nur gering ist. Die Aufgabe dieses Verfahrens wie auch anderer Verdichtungsverfahren ist es, den mit Wasser und Luft gefüllten Porenraum zu verringern und die Bodenteilchen in eine dichtere Lagerung zu bringen. Dadurch vermindert sich die Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit des verdichteten Bodens. Diese Methode kann für grobkörnige und feinkörnige Böden angewendet werden. Dabei werden die zu verdichtenden Lagen mit einer Dicke von 20...60 cm eingebaut und je nach ausgewähltem Verfahren statisch durch das Eigengewicht der Geräte oder dynamisch verdichtet. Zu den statisch wirkenden Gerätschaften gehören Glattwalzen, Schafffußwalzen, Gummiradwalzen und Gitterwalzen. Dynamisch arbeitende Verfahren werden unterteilt in stampfende, springende und vibrierende Geräte. Stampfende Geräte sind z.B. Fallplattenstampfer, Explosionsstampfer und Schnellschlagstampfer. Außerdem gibt es vibrierende Walzen und Platten. Die Auswahl des passenden Geräts ist abhängig von der Bodenart.

Projektbezug:

Beim Aufbau des Dammes wurden vorwiegend Schafffußwalzen, zum Teil auch Glattwalzen eingesetzt. Beim Aufbau des qualifiziert verbesserten Damms wird nach dem Einplanieren einer Lage Bindemittel ausgestreut, eingefräst und der so entstandene verbesserte Boden erneut verdichtet.

7.2.2 Rütteldruckverdichtung (RDV) mit Tiefenrüttler

Das Verfahren der Rütteldruckverdichtung ist eine Methode der Tiefenverdichtung, die mithilfe eines Tiefenrüttlers ausgeführt wird. Bei dem Tiefenrüttler handelt es sich um einen zylindrischen Körper mit einem Durchmesser von 30...40 cm und einer Länge von 3...5 m (ohne Verlängerungsrohr). Bedingt durch sein Eigengewicht von 15...25 kN dringt der Tiefenrüttler, unterstützt durch die Spülkraft von Wasser und mithilfe der von ihm erzeugten Schwingungen, bis zu einer geplanten Tiefe in den Boden ein. Der an einem Kran oder Bagger hängende Rüttler wird nun in vorher festgelegten Hebungsstufen und Zeitintervallen aus dem Boden gezogen. Durch die horizontalen Schwingungen werden die Bodenkörner im Einflussbereich (bis zu 5 m Durchmesser) des Rüttlers dazu angeregt, sich umzulagern und

in eine dichtere Lagerung überzugehen. Je nach Bodenbeschaffenheit kann eine Volumenverminderung von bis zu 10 % eintreten. Durch diese Volumenverminderung entsteht um den Rüttler ein Absenktrichter (siehe **Abbildung 60**), der durch zusätzliches Material gefüllt wird. Anhand der Menge dieses zusätzlich benötigten Materials kann der Verdichtungsfortschritt in der Tiefe abgeschätzt und überprüft werden. Nach durchgeführter Rütteldruckverdichtung muss die Arbeitsfläche glatt gezogen und mit einem Oberflächenrüttler nachverdichtet werden.

Dieses Verfahren findet besonders in Böden Anwendung, die kleine Kohäsionen aufweisen und sich durch Schwingungen verdichten lassen. Also in grobkörnigen Böden wie Sanden und Kiesen.

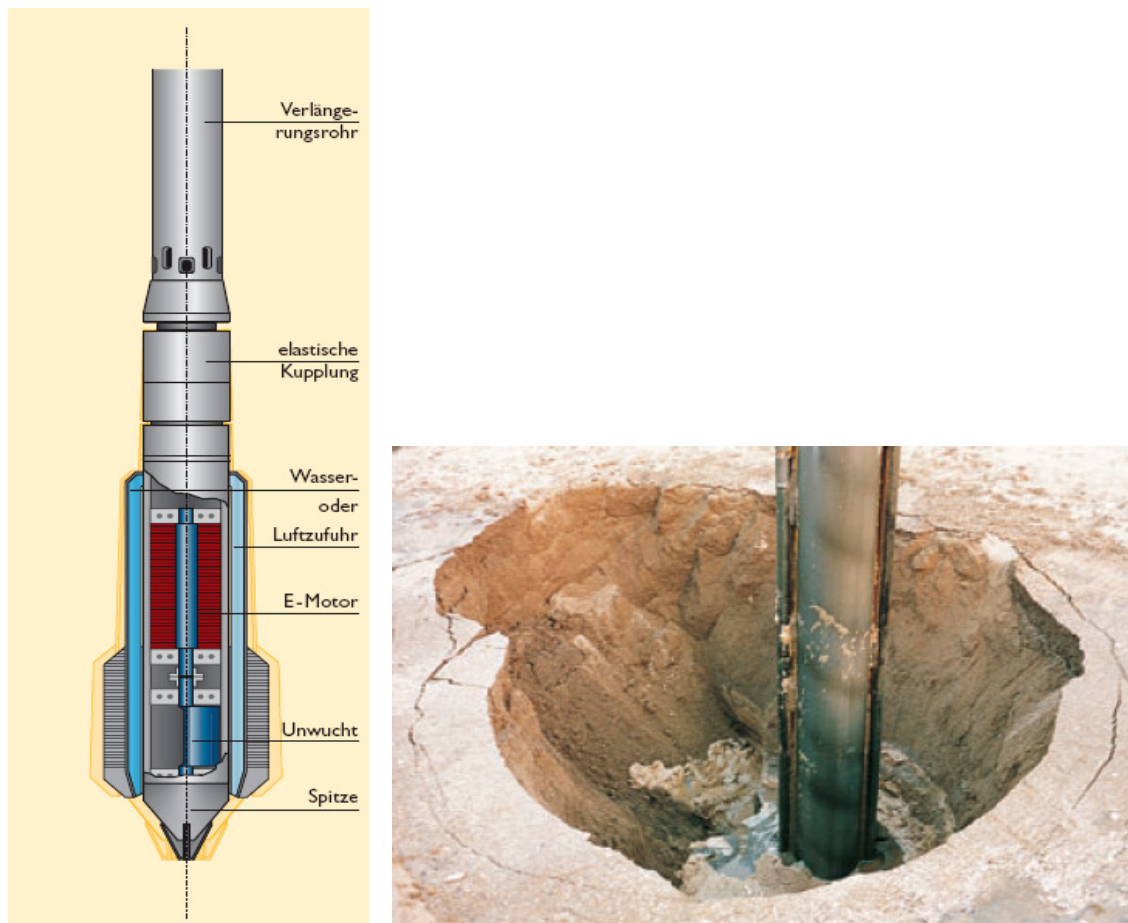


Abbildung 59: schematischer Aufbau eines Tiefenrüttlers für die Rütteldruckverdichtung (links) [36]

Abbildung 60: Absenktrichter um den Tiefenrüttler (rechts) aus [36]

Projektbezug:

Das Rütteldruckverfahren ist aufgrund der bodenmechanischen Gegebenheiten des behandelten Projektes nicht anwendbar. Rütteldruckverdichtung sollte in Böden mit kleiner Kohäsion (Kiese, Sande) angewendet werden.

7.2.3 Dynamische Intensivverdichtung

Diese Art der Verdichtung, auch Fallplattenverdichtung genannt, ist das älteste Verfahren der Baugrundverbesserungen. Bei der dynamischen Intensivverdichtung werden schwere Fallplatten aus Beton oder Stahl aus einer vorher festgelegten Höhe von 5 bis 15 m mehrmals auf den Boden fallengelassen. Die Fallplatten können 20 bis 200 Tonnen aufweisen und haben meist eine rechteckige Grundfläche. Wie in **Abbildung 61** zu erkennen, entstehen Verdichtungskrater, die mit Material verfüllt werden müssen. Das Arbeitsplanum ist vor Beginn der Arbeiten zu verdichten, um ein Versagen unter der Gerätelast zu verhindern.



Abbildung 61: Dynamische Intensivverdichtung mit Fallplatten aus [40]

Das Verfahren der dynamischen Intensivverdichtung ist für alle Bodenarten geeignet. Die Wirkung der Schlagenergie wird in feinkörnigen und grobkörnigen Böden jedoch unterschiedlich umgesetzt. Während in grobkörnigen Böden die Verdichtungswirkung, Erhöhung der Tragfähigkeit und Verringerung der Setzungsempfindlichkeit sofort nach dem Eintrag der Schlagenergie eintritt, braucht feinkörniger wassergesättigter Boden eine Ruhephase, um eine Umstrukturierung des Bodens und die Erhöhung der Tragfähigkeit zu

erreichen. In solchen bindigen Böden im Grundwasser findet sofort nach dem Aufschlag eine Entfestigung der Bodenstruktur statt verbunden mit einer Gefügestörung in Form von kleinen Rissen. Durch die gleichzeitig eintretende Zusammendrückung erhöht sich der Porenwasserdruck. In der Ruhephase verkleinert sich dieser wieder, da das Porenwasser durch die feinen Risse abfließen kann. Wiederholt man diese Bearbeitungsphasen bei feinkörnigen wassergesättigten Böden mehrmals, können bessere Ergebnisse erzielt werden. Das Ergebnis der dynamischen Intensivverdichtung ist grundsätzlich prognostizierbar. Es können Verdichtungstiefen von bis zu 15 m, in Ausnahmefällen auch darüber, erreicht werden. In der Fläche ist eine gleichmäßige Verdichtung erreichbar. Das Verfahren eignet sich besonders für große Flächen.

Projektbezug:

Die dynamische Intensivverdichtung wird auch in [1] zur Anwendung auf bindigen Mischbodenkippen empfohlen. Auch zur Verdichtung der oberflächennahen Schichten des Kippenbodens im behandelten Projekt kann dieses Verfahren eingesetzt werden. Gegen einen Einsatz der dynamischen Intensivverdichtung spricht die durch die Schlagenergie eventuell auftretende Scherfestigkeitsverminderung, die zu einer technologisch problematischen Verflüssigung führen kann. In mit grobkörnigem Material verfüllten Einschlagtrichtern kann sich außerdem Oberflächenwasser ansammeln. Aufgrund dieser möglicherweise nachteiligen Eigenschaften, wurde auch diese Bodenverbesserung nicht angewendet.

7.2.4 Sprengverdichtung

Diese Art der dynamischen Verdichtung ist besonders für nichtbindige Böden, als z.B. sandige Kippen geeignet. Dafür werden gruppenweise durch Zündleitungen verbundene kleine Sprengladungen in einem bestimmten Rastermaß in den Boden eingespült. Für die Sprengladungen werden Ammoniumnitrat, TNT und Zusätze verwendet. Der dynamische Stoß kann größere Sandvolumina in eine mitteldichte Lagerung bringen. Dadurch wird eine Sofortsetzung erreicht.

Die geeignete Zündfolge wird dabei von der Lagerungsdichte des Sandes abhängig gemacht. Da eine Ladungsgruppe dann gezündet wird, wenn der Porenwasserüberdruck einer zuvor gezündeten Ladungsgruppe teilweise abgeklungen ist, muss der Wasserdruck mittels Piezometer während der Sprengungen beobachtet werden. Ein schnelles Abklingen des Porenwasserüberdruckes ist dabei nur bei rolligen Böden zu erwarten, weswegen dieses

Verfahren für bindige Böden ungeeignet ist.

Da eine Überdeckung von mindestens 3 m über der Ladung notwendig ist, bleibt der obere Bereich des Sandbodens nahezu unverdichtet.

Projektbezug:

Aufgrund der Empfehlung, dieses Verfahren in sandigem Untergrund anzuwenden, war von der Anwendung einer Sprengverdichtung abzusehen.

7.3 Verfahren zur Unterstützung der Konsolidation

7.3.1 Vertikaldräns

Der zeitliche Abbau der Porenwasserüberdrücke ist laut Konsolidationstheorie (siehe Abschnitt) abhängig von der Durchlässigkeit und der Dicke der zu entwässernden Schicht. Die Wirkungsweise der Vertikaldräns stützt sich auf die Verkürzung der Dränwege und die Erhöhung der Durchlässigkeit des Bodens. Zur Verringerung der Entwässerungsstrecken ist es sinnvoll, einen Rasterabstand zu wählen, der kleiner ist als die Schichtdicke. Die Herstellung der Vertikaldräns erfolgt von einer Arbeitsfläche aus, die eine Dicke von 0,3 bis 0,5 m aufweist und aus gut durchlässigem Material besteht. Von dieser Arbeitsfläche aus werden die Dräns rasterförmig in die zu entwässernde Bodenschicht eingebracht. Eine Übersicht über die verschiedenen Drän-Typen gibt die folgende **Tabelle 30**.

Tabelle 30: Vertikaldrän – Typen aus [14]

Dränelement	Abmessungen	Einbaumethode
Sanddrän (Herstellung in-situ)	ø 0,2...0,6 m	gerammt, gerüttelt mit kompletter Verdrängung des Bodens
Sanddrän (vorgefertigt)	ø 0,06...0,15 m	Gerammt, gerüttelt mit verminderter Verdrängung des Bodens
Sanddrän (Herstellung in-situ)	ø 0,3...0,5 m	gebohrt mit Hohlschnecke bei geringer Verdrängung, gespült
Vorgefertigte Dräns (Kunststoff, Pappe, nichtgewobenes Filtomat)	ø 0,05...0,1 m	gedrückt oder gerüttelt mit Lanze mit kompletter Verdrängung des Bodens

Eine Besonderheit der Vertikaldräns bilden die mit Geotextil ummantelten Sandsäulen, die zur Gründung von Bauwerken in weichen Böden eingesetzt werden. Das Prinzip beruht auf der Spannungsaufnahme der Ummantelung und somit der radialen, horizontalen Stützung

der Säulen. Bei nicht ummantelten Säulen wird diese Stützwirkung komplett durch den Erdwiderstand des umgebenden Bodens bei der Verbreiterung (Ausbauchung) der Säulen mobilisiert. In weichen Schichten wäre diese Mobilisierung des Erdwiderstandes mit erheblichen Verformungen verbunden. Der Einfluss auf die Setzungen ist dabei aus einer Setzungsreduzierung aufgrund der Spannungsreduktion über den Weichschichten und einer Setzungsbeschleunigung aus der Wirkung als Vertikaldräns kombiniert. Es kann angenommen werden, dass ein Großteil der Setzungen bereits während der Bauzeit abklingt.

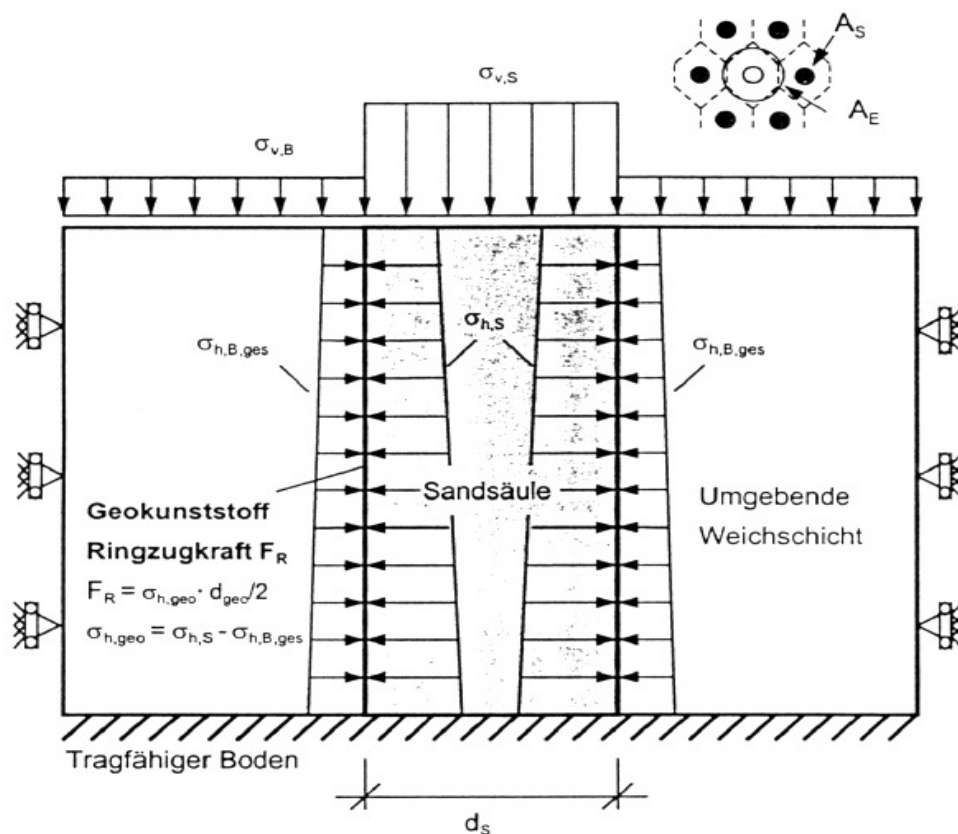


Abbildung 62: auftretende Spannungen bei einer ummantelten Sandsäule aus [24]

Projektbezug:

Vertikaldräns (und ummantelte Sandsäulen) sollten dann zum Einsatz kommen, wenn eine Durchgründung bis in tragfähigen Untergrund gewährleistet ist. Aufgrund der großen Mächtigkeit des Kippenbodens von bis zu 60 Metern, könnte diese Methode nur in den Randbereichen mit geringeren Mächtigkeiten zu Einsatz kommen. Außerdem könnte sich auch die Dränwirkung unter den gegebenen hydrologischen Verhältnissen negativ auswirken, da möglicherweise zusätzlich Wasser in den Baugrund eingeleitet und die Aufsättigung dadurch beschleunigt wird. Das würde die geplante Nutzungsdauer von 30

Jahren möglicherweise verkürzen. Außerdem ist laut Baugrunderkundung in oberen Kippenbereichen kein in Dräns zu fassendes Wasser vorhanden.

7.3.2 Reibungsfüße und Entwässerungsschlitze

Ähnlich wie Vertikaldrains werden Reibungsfüße und Entwässerungsschlitze unter einem Dammbauwerk angeordnet, um die Konsolidierung in diesem Bereich zu beschleunigen. Dabei werden nach einem Aushub die entstandenen Schlitze mit geeigneten stückigen Schüttmaterialien wie Steine, Geröll, Schotter etc. verfüllt. Die Schüttmaterialien sollten Eigenschaften von hoher Reibung und großer Durchlässigkeit erfüllen und werden umso größer gewählt, je größer der Wasserdrang und je höher der Grundwasserstand ist. Die Erhöhung der Reibung in der Gleitfuge bewirkt die Standsicherheit des Dammes und durch Verkürzung der Sickerwege unter der Dammsohle kommt es zu einer Beschleunigung der Entwässerung des weichen Baugrundes.

Dieses Verfahren wird angewendet zur Sicherung von Verkehrsdämmen gegenüber unzulässigen lotrechten Verschiebungen und zur Verhinderung des seitlichen Abfließens der weichen Schichten.

Reibungsfüße kommen dort zum Einsatz, wo eine Konsolidation infolge geringer Dammhöhen nicht eintreten kann oder auch dort, wo durch die dynamische Verkehrsbelastung eine schädliche Setzung stattfindet. Reibungsfüße eignen sich außerdem gut als zusätzliche Sicherungsmaßnahme bei Anschüttungen an bestehende Dammbauwerke.

Projektbezug:

Aufgrund der inneren Festigkeit des qualitativ verbesserten Dammbaumaterials ist ein Einsatz dieses Verfahrens nicht notwendig.

7.3.3 Bodenbewehrung

Als Bodenbewehrung dienen Geotextilien, Geogitter oder Stahleinlagen, die vor der Dammschüttung flächig auf dem Boden ausgelegt werden. Für flächige Anwendung haben sich die Geokunststoffe durchgesetzt, die eine trennende Funktion zwischen zwei Böden und eine bewehrende Funktion (gebunden an bestimmte Verformungen) haben. Bei geringer Tragfähigkeit steht demzufolge die Bewehrungsfunktion im Vordergrund, indem durch

Reibung, Verzahnung und/oder Adhäsion zwischen Bewehrung und Boden eine Kraftübertragung und somit die Aufnahme von Zugspannungen gewährleistet werden kann. Somit wirken fachgerecht verlegte Geokunststoffe tragfähigkeitserhöhend. Ein weiteres Resultat der Anwendung von Bodenbewehrungen ist die Verminderung der Horizontalverformungen.

Projektbezug:

Die Bodenbewehrung ist bei Schüttungen auf wenig tragfähigem Boden eine effektive Methode, Setzungen zu reduzieren und Risse durch i. A. in der Dammschle auf tretende Spreizspannung zu vermindern. Die Besonderheit des beschriebenen Projektes besteht im festgestellten Setzungsverlauf in Dammquerrichtung. Die Setzungsmulde folgt nicht dem theoretischen Verlauf, der eine maximale Setzung in der Dammachse (größte Belastung) erwarten lässt, sondern einem durch lastunabhängige Setzungen (womöglich Sackungen) hervorgerufenen Verformungsbild, das die maximale Setzung neben dem Damm aufweist. Dadurch können Zugspannungen nicht nur in der Dammschle sondern auch in der Dammkrone entstehen. Das wird durch Längsrisse an der Oberfläche des Dammes in einem begrenzten Dammabschnitt mit entsprechendem Verformungsbild bestätigt. Eine Bodenbewehrung zwischen Dammmaterial und Kippenboden würde so nur als Trennung fungieren und könnte seine bewehrende Kapazität nicht mobilisieren. Außerdem werden Verformungen des Dammes durch die Wirkung der qualifizierten Bodenverbesserung entscheidend beeinflusst, indem Horizontalverformungen vermindert werden.

7.3.4 Leichtbaustoffe

Bei dem Einsatz von Leichtbaustoffen, wie in **Abbildung 63** als Beispiel gezeigt, können die Setzungen des gering tragfähigen Untergrunds durch eine geringere Belastung vermindert werden. In der Regel wird der wenig tragfähige Untergrund durch eine Vorbelastung oder Überschüttung konsolidiert. Nach dem Abklingen der Setzungen erfolgt der Einbau der Leichtbaustoffe. Durch diese Entlastung des Bodens aufgrund der geringeren Damm eigenlast kann eine Setzungsminimierung für die Wirkungszeit erreicht werden.

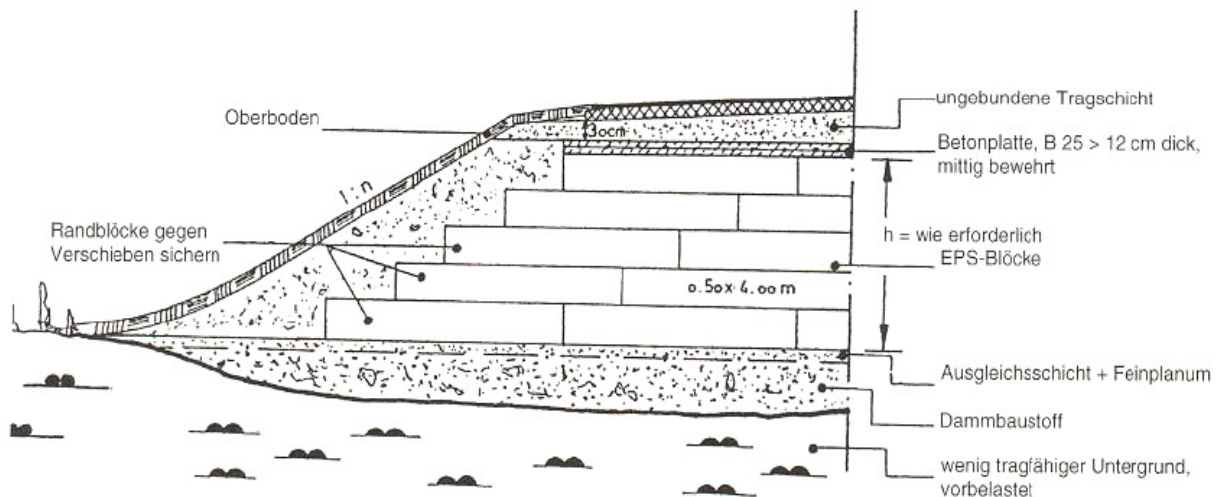


Abbildung 63: Möglichkeit des Einbaus von EPS-Hartschaumplatten in einem Verkehrsdamms aus [20]

Als Baustoff eignen sich alle Materialien mit geringer Dichte und ausreichender Standfestigkeit, wie z.B. expandiertes Polystyrol (EPS). EPS erfüllt zusätzlich auch die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und die wasserwirtschaftliche Unbedenklichkeit.

Projektbezug:

Aus technologischer Sicht wäre dieses Verfahren auf das behandelte Projekt anwendbar gewesen. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde es jedoch nicht umgesetzt.

7.4 Verfahren mit Herstellen von Einzelementen

7.4.1 Rüttelstopfverdichtung

Das Rüttelstopfverfahren gehört wie die Rütteldruckverdichtung zu den Tiefenrüttelverfahren. Abhängig vom Sättigungsgrad des anstehenden Bodens kann in feinkörnigen Böden durch seitliche Schwingungen keine Verdichtung erreicht werden. Die Verbesserung beruht hier auf der Verdrängungswirkung von Rüttelstopfsäulen, die meist mithilfe eines Schleusenrüttlers hergestellt werden. Aus dessen Spitze wird in der Regel grobkörniges Material mit Druckluftunterstützung in den Baugrund gepresst. Außerdem wird der Rüttler nach der Phase des Materialeinbringens wieder ein wenig angehoben und versenkt (Pilgerschrittverfahren). So wird das Material zusätzlich verdichtet und seitlich in den Boden gedrängt. Es entstehen Stopfsäulen, die im Verbund mit dem Boden Lasten abtragen. Die Wirkung des Verfahrens bewirkt im Boden eine Verringerung der Zusammendrückbarkeit

und eine Erhöhung der Scherfestigkeit. Außerdem wirken die Säulen aus meist grobkörnigem Material für den bindigen Boden als Dränage. So wird die Konsolidationssetzung durch die Dränwirkung beschleunigt und die Gesamtsetzung verringert, was sich in beider Hinsicht positiv auf das Setzungsverhalten auswirkt. Das Diagramm in **Abbildung 64** beschreibt den Faktor der Setzungsreduzierung n in Abhängigkeit von den Parametern der Baugrundverbesserung. Es ist Teil des Bemessungsverfahrens einer Rüttelstopfverdichtung nach PRIEBE, das in [28] näher erläutert wird.

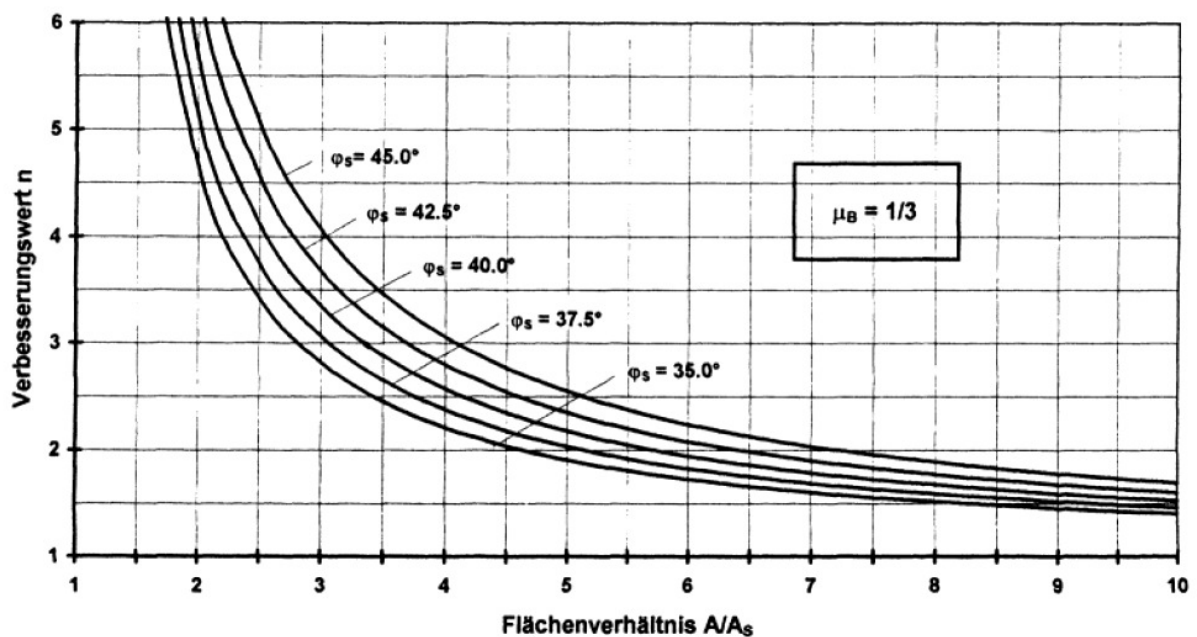


Abbildung 64: Baugrundverbesserungsmaß n bei unendlichem Säulenraster nach PRIEBE (1976) aus [28]

Projektbezug:

Trotz der Empfehlung dieses Verfahrens in [1] zur Baugrundverbesserung bindiger Mischbodenkippen (siehe auch Abschnitt 7.7) wird von dem Einsatz im behandelten Projekt abgeraten. In ergänzenden Flügelscherversuchen wurden im oberen Kippenbereich sehr hohe Werte für undrained Kohäsion ermittelt. Daraus würde ein erhöhter Aufwand beim Einbringen des Schleusenrüttlers resultieren. Die seitliche Verdrängung des makroporösen Kippenbodens hoher Konsistenz ist nach den aktuellen Untersuchungsergebnissen nur in geringem Maße möglich. Eine signifikante Steifigkeitserhöhung kann so vermutlich nicht mit einem wirtschaftlichen Säulenraster erreicht werden. Außerdem wurde laut Baugrundgutachten und ergänzenden Untersuchungen kein in Dräns zu fassendes Wasser

nachgewiesen. Die Dränwirkung mit der daraus resultierenden Konsolidationsbeschleunigung kann im bearbeiteten Projekt nicht ausgenutzt werden. Sie hätte indes die Konsequenz eines zusätzlichen Wassereintrages in den Kippenbaugrund, was im Extremfall zu einer Aufweichung des Kippenmaterials führen oder vermutlich die Aufsättigung beschleunigen würde.

7.4.2 Düsenstrahlverfahren

Das durch verschiedene Firmen unter unterschiedlichen Namen angebotene Verfahren wird in allen Lockergesteinsarten bis hin zu Ton erfolgreich angewendet. Es kann einerseits zur Bodenverfestigung und andererseits zur Abdichtung angewendet werden.

Mithilfe eines Schneidstrahles aus Wasser oder Zementsuspension, der Geschwindigkeiten über 100 km/h besitzt, wird der anstehende Boden im Bereich des Bohrloches aufgeschnitten. Dabei können abhängig von Boden, Verfahren und verwendeter Flüssigkeit bis zu 2,5 m Erosionsweite erreicht werden. Der erodierte Boden wird umgelagert und mit Zementsuspension vermischt. Je nach Bewegung des Bohrgestänges können Bauelemente verschiedenster Formen hergestellt werden. Beim Herausziehen des Gestänges mit Rotation entstehen Säulen, beim Herausziehen ohne Rotation entstehen Lamellen. Zieht und schwenkt man das Gestänge, erzeugt man Teilsäulen.

Der Arbeitsablauf beim Düsenstrahlverfahren beginnt mit dem Bohren, wobei der Düsenhalter mit abgeteuft wird. Der Spülstrom aus Suspension unterstützt das Bohren und hält den Ringraum für die Bohrspülung offen. Ist die tiefste Stelle der Bohrung erreicht, beginnt der Schneidvorgang mit dem energiereichen Flüssigkeitsstrahl zum Auflösen des Korngefüges. Gleichzeitig wird unter Druck eine Zementsuspension in das erodierte Material eingemischt. Da die Einzelsäule nach Fertigstellung noch nicht steif ist, wird bis zum Ansteifen am Bohrloch ein Suspensionsüberdruck aufrechterhalten.

Die Bauelemente lassen sich abhängig von der jeweiligen Aufgabe sowohl „frisch in frisch“ als auch „frisch gegen fest“ beliebig miteinander verbinden.

7.5 Bodenersatzverfahren

Bodenaushub- und Bodenaustauschverfahren kommen vor allem in Bereichen mit besonders gering tragfähigen oder nicht anderweitig verbesserungsfähigen Bodenschichten

zur Anwendung. Dabei wird nach den Arbeitsvorgängen „Lösen des anstehenden Bodens“ und „Einbau des Ersatzbodens“ unterschieden. In anderen Bodenaustauschverfahren wird der Boden nicht ausgehoben sondern verdrängt. Eine weitere Differenzierung entsteht durch die hydrologischen Verhältnisse, wodurch in „Bodenaustausch im Trockenen“ und „Bodenaustausch im Nassen“ unterschieden wird. Steht kein Wasser an, wird der Boden in der Regel durch Radlader, Bagger oder Schubraupen ausgehoben und mit LKWs abtransportiert. Die Mächtigkeit des Austauschs ist abhängig von der Spannungsausbreitung unter den Gründungen. Der Einbau des Austauschmaterials erfolgt lagenweise in Mächtigkeiten von 20 bis 60 cm, wobei jede Lage einzeln verdichtet wird. Bei der Wahl des Materials wird vor allem auf eine gute Verdichtbarkeit geachtet. Beim Bodenaustausch im Nassen wird der Boden mechanisch oder durch eine Kombination mit Spülhilfen gelöst und mit schwimmenden Behältern oder – sofern spülfähig – in Rohrleitungen abtransportiert. Der Einbau des Austauschmaterials sollte möglichst schnell erfolgen, da der anfallende Schlick so verkleben kann, dass ein neuerlicher Aushub notwendig wäre. Mithilfe von speziellen Schlicksaugern wird die Aushubsohle vom Schlick befreit und kann dann überschüttet werden. Das Material kann dabei nur verklappt oder eingespült werden. Sollte dabei die erforderliche Verdichtung nicht erreicht worden sein, kommt eine nachträgliche Verdichtung durch Tiefenrüttler in Frage. Weitere Bodenaustauschverfahren sind:

- Herstellung von geotextilummantelten Bodensäulen
- Kasten – Bodenaustausch – Verfahren
- Bodenaustausch mit dem Seitenschildgerät
- Bodenaustausch mit dem Vorschubgerät
- Bodenaustausch durch Verdrängen

Aus diesen zahlreichen Verfahren der Bodenersatzverfahren wird das Bodenaustauschverfahren durch Verdrängen ausgewählt und im Folgenden näher erläutert.

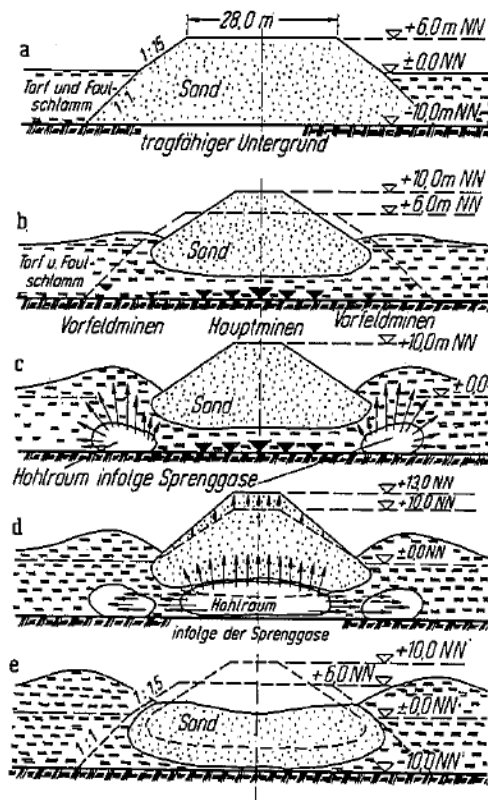
Projektbezug:

Im Bereich der Aschespülfläche kam ein Komplettaustausch der Spülaschen zur Anwendung. Im Trassenabschnitt mit niedrigen Dammhöhen wurde teilweise Kippenboden durch verbessertes Dammmaterial getauscht.

7.5.1 Bodenersatz durch Verdrängen

Mit diesem Verfahren ist es möglich, Dämme auf weichem Untergrund zu bauen, ohne den gesamten nicht tragfähigen Baugrund austauschen zu müssen. Deswegen wird es hauptsächlich im Verkehrswegebau in Moor- und Kleigebieten verwendet. Für die Verdrängung wird ein gesteuerter Grundbruch genutzt, der durch eine Auflast erreicht wird. Die Auflast stammt von dem linienhaft aufgebauten Bodenkörper aus tragfähigem Material. Während des Absinkens des Bodenkörpers muss ständig Material nachgegeben werden, um den Gleitvorgang aufrecht zu erhalten. Zusätzlich ist es ratsam, den verdrängten (aufgewölbten) Boden zu entfernen, um den Vorgang des Verdrängens nicht zu unterbrechen.

Durch einen Einsatz von Sprengladungen kann die Verdrängung des Bodens beschleunigt werden. Dafür wird der Bodenkörper mit einer Überhöhung aufgebaut, um den weichen Untergrund bereits unter der statischen Auflast zu verdrängen. Danach werden in verschiedenen Bereichen Sprengladungen eingebracht: Kleinere Ladungen seitlich, als Vorfeldminen und größere Ladungen unter dem Schüttvolumen als Hauptminen. Zunächst werden die Vorfeldminen gezündet. Sie bewirken ein Aufwölben der Oberfläche. Eine Sekunde später folgt die Zündung der Hauptmine, die den Bodenkörper zwei bis drei Meter anhebt. Das herabstürzende Material verdrängt und/oder verdichtet den weichen Boden. In der folgenden Abbildung ist dieses Prinzip schematisch dargestellt und erläutert.



a) Sollquerschnitt des Dammes

b) Damm nach der Schüttung einschl. Auflast
Anordnung der Vorfeld- und Hauptminen

c) Die Vorfeldminen sind entzündet. Die Sprenggase lassen einen Hohlraum entstehen, der an der Oberfläche eine Aufwölbung bildet.

d) Zündung der Hauptminen. Unter dem Damm entsteht ein Hohlraum. Der Damm wird um 2 bis 3 m angehoben.

e) Der angehobene Damm saust nieder und verdrängt bzw. verfestigt das Moor.

Abbildung 65: Bodenaustausch durch Verdrängen mit statischer Auflast und Sprenghilfe [14]

In Kombination mit dem Verdrängungsverfahren kann als Konsolidierungshilfe ein System aus Vertikaldräns angewendet werden.

Weitere Verdrängungsverfahren sind:

- Rüttelstopfverdichtung
- Verdrängen durch Eintreiben von Steinen

7.6 Zusammenfassung der genannten Verfahren

In der aufgeführten Tabelle werden alle beschriebenen Bodenverbesserungsmaßnahmen aufgeführt, kurz beschrieben und für ihre Anwendung geeignete Bodenarten genannt. Dabei wird aus Gründen der Übersichtlichkeit in statische, dynamische Verfahren und Verfahren mit Herstellung von Einzelementen unterschieden.

Tabelle 31: Übersicht über die Bodenverbesserungsmaßnahmen aus [24]

Verfahren	Wirkungsweise	Geeignete Bodenarten
1. statische Verfahren		
Bodenaustausch	Ersatz des verformungsstarken Bodens durch geeignete Böden	alle
Vorbelastung mit und ohne Konsolidierungshilfen	Beschleunigung der Konsolidierung des Bodens	T,U
Grundwasserabsenkung	Erhöhung der effektiven Spannungen im Korngerüst; somit Verdichtung des Bodens	Alle
Vakuum-Drainierung	Aufbringen eines Luftunterdruckes an Geländeoberfläche; Beschleunigung der Konsolidation	T,U (breiig bis weich)
Injektionen	Verfüllen des Porenraumes mit Bindemitteln; Verfestigung des Baugrundes	Injektionsdiagramm zu entnehmen
Verdichtungsinjektionen	Einpressen von Mörtel, Bilden eines Zementsteingerüstes; Verdichten des Bodens	alle
2. dynamische Verfahren		
Oberflächenverdichtung	oberflächennahe Erhöhung der Lagerungsdichte durch Vibration	U, S, G
Rütteldruckverdichtung	tiefwirkende Erhöhung der Lagerungsdichte durch Vibration, Materialzuführung an der GOF	S, G
Dynamische Intensivverdichtung	schlagartiger Energieeintrag, von der GOF ausgehende Verdichtung	U, S,G
Sprengverdichtung	Verdichtung durch Sprengladungen im Boden	U, S, G
3. Verfahren mit Herstellen von Einzelementen		
Kalk- / Zementsäule	tiefwirkende Reduzierung des Wassergehaltes , Stabilisierung des Baugrundes	T, U
Düsenstrahlverfahren	Aufschneiden des Bodens und Vermischen mit Zementsuspension	T, U, S, G
Rüttelstopfverdichtung	Verdrängen und Verdichten des Bodens durch Einbringen stabilisierender Schotterssäulen	T, U $15 \leq c_u \leq 50$
vermörtelte Stopfsäulen	wie Rüttelstopfverdichtung; bei zu geringer seitlicher Stützung Vermörtelung der Säule	T, U
Betonrüttelsäulen	Wie Rüttelstopfverdichtung; Bildung pfahlartiger Elemente aus unbewehrtem Ort beton	T, U
geotextilmantelte Sandsäulen	Sandsäulen im weichen bindigen Boden beschleunigen den Konsolidationsvorgang und tragen Last ab	T, U bei sehr geringem c_u

7.7 Empfehlung für die Verwendung von Bodenverbesserungsmaßnahmen auf bindigen Tagebaukippen

Der Schlussbericht der LMBV [1] über die Bebauung von bindigen Mischbodenkippen im Mitteldeutschen Revier gibt hierzu eine eindeutige Empfehlung. Aufgrund der Randbedingungen solcher Mischbodenkippen kommen nur solche Verfahren in Betracht, die für eine breite Körnungsverteilung einschließlich bindiger Bestandteile geeignet sind. Als besonders geeignet für bindige Mischbodenkippen stellten sich folgende Maßnahmen heraus:

- Vorbelastung, Überbelastung
- Dynamische Intensivverdichtung
- Rüttelstopfverdichtung

Die Baugrundverbesserung mit Vorbelastung oder Überbelastung stellt dabei das Verfahren mit dem geringsten technischen und technologischen Aufwand dar. Die Zeitabhängigkeit ist dabei durch die bindigen Anteile des Baugrundes nicht zu vernachlässigen. Es kann sich hierbei um Liegezeiten von mehreren Monaten aber auch einigen Jahren handeln. Die Anwendbarkeit dieses Verfahrens ist deswegen in der Planung zu prüfen. Da das Vorbelastungs- oder Überbelastungsverfahren für flächenhafte Baugrundverbesserung ausgelegt ist, ist sie für die Anwendung beim Bau eines Straßendammes gut geeignet.

Konkret fand das Verfahren der Überbelastung im behandelten Projekt Anwendung. Der Straßendamm wurde mit Braunkohlenfilterasche qualifiziert verbessert mit einer zeitweiligen Überschüttung von durchschnittlich 1 m über der geplanten OK der Fahrbahn aufgebaut. Die planmäßige Liegezeit betrug 6 Monate, die reale Liegezeit bis zum Beginn der Herstellung des Straßenoberbaus letztendlich 8 Monate.

Die dynamische Intensivverdichtung erfordert im Gegensatz zum zuvor genannten Vorbelastungsverfahren durch die begrenzte Auswahl an Spezialgeräten einen relativ hohen technischen Aufwand. Allerdings ist das Verfahren für große Flächen kostengünstig und durch die grundsätzlich gut vorausbestimmbaren Ergebnisse gut geeignet.

Ebenfalls als gut geeignet für die Baugrundverbesserung von bindigen Mischbodenkippen hat sich die Rüttelstopfverdichtung herausgestellt. Der relativ hohe technische Aufwand wird durch den Einsatz von Spezialgeräten und Spezialbetrieben charakterisiert. Für die Ausführung der Stopfsäulen bis zum tragenden Baugrund sind Berechnungsempfehlungen vorhanden. Bei schwimmenden Säulen kommt ein erweitertes Verfahren nach PRIEBE zur

Bemessung schwimmender Gründungen zum Einsatz. Die Baugrundverbesserung durch Rüttelstopfsäulen erweist sich bereits bei kleinen Flächen ab 1500 m² als kostengünstig.

Maßnahmen zur Reduzierung der lastabhängigen Setzungen und zur Erhöhung der Tragfähigkeit wurden in einem Dammabschnitt vorgenommen, in dem besonders schlechte bodenmechanische Bedingungen durch eine zu querende Aschespülfläche herrschten. Hier wurde ein vollständiger Bodenaustausch der thixotropen Ablagerungen vorgenommen.

Außerdem wurde in Dammabschnitten mit niedriger Gradientenlage gegenüber dem Urgelände oberflächlich anstehender Kippenboden durch Dammbaumaterial ersetzt. Das heißt, die Dammaufstandsfläche wurde zur Gewährleistung der Mindestmächtigkeit des Dammaufbaus über dem setzungsempfindlichen Untergrund (gem. ZTVE-StB) tiefer gelegt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Bebauung von geschütteten Tagebaukippen ist mit erhöhten geotechnischen Problemen verbunden. Die Aufschüttungen entstehen durch in der Regel unverdichtete, unregelmäßige Ablagerung von Abraum. Diese Art der losen Verkipfung hat Unterschiede in Material und Lagerungsart innerhalb der Kippe zur Folge, die sich besonders auf das Setzungsverhalten auswirken. Es ist mit starken Unterschieden sowohl in örtlicher als auch in zeitlicher Hinsicht zu rechnen. Deswegen ist eine sorgfältige und umfangreiche Baugrunderkundung unumgänglich.

Nach einer allgemeinen Einführung in das Thema „Setzungen und Verformungen“ wurde auf das konkrete Projekt eingegangen, das die Besonderheit einer bindigen Mischbodenkippe als Baugrund beinhaltete. Die Auswertung der Setzungsmessungen während der Bauphase und der Liegezeit zeigte ein für bindige Böden eher „untypisches“ Lastsetzungsverhalten. Danach waren nach drei Monaten bereits etwa 90 % der gemessenen Gesamtsetzungen (Bauzeit und Liegezeit) abgeschlossen. Durch ein Verfahren nach SHERIF [33] konnten Endsetzungen aus den Messungen extrapoliert werden. Dieses Verfahren kann allerdings den Einfluss von Sättigungssackungen nicht erfassen und ist somit unter Vorbehalt als Prognose der endgültigen Verformungen zu verstehen.

Zur anschließenden Setzungsermittlung auf konventionellem Wege wurde der Kippenbaugrund hinsichtlich seiner Setzungsanteile betrachtet. Einen wesentlichen Anteil nimmt die Setzung aufgrund der Bauwerkslast s_L ein. Sie wurde mithilfe der lotrechten Spannungen im Baugrund (indirekte Setzungsberechnung nach DIN 4019) ermittelt. Der Steifemodulansatz wurde aus der Korrelation mit Drucksondiererergebnissen ermittelt. Der Faktor a beschreibt den Zusammenhang zwischen Steifemodul E_s und Spitzendruck q_s . In einschlägiger Literatur wird allerdings darauf verwiesen, dass ein tatsächlich repräsentativer Wert für die Steifemoduln eines Kippenbodens schwierig zu ermitteln ist. In einer Rückrechnung der tatsächlichen Setzungen konnte für das bearbeitete Projekt ein Zusammenhang zwischen Steifemodul und Spitzendruck im Mittel mit $E_s = 2,1 \cdot q_s$ ermittelt werden. Zusätzlich wurde die Eigensetzung des Baugrundes und des Dammes auf unterschiedlichem Wege quantifiziert. Eine Besonderheit des Kippenbaugrundes stellt die Gefahr lastunabhängiger Verformungen aufgrund erstmaliger Aufsättigung durch langfristig prognostizierten Wiederanstieg des Grundwassers dar. Dieser lastunabhängige Verformungsanteil kann nur mithilfe von Abschätzungen aus Erfahrungswerten ermittelt werden. Danach sind lastunabhängige Verformungen im Dezimeterbereich denkbar. Da das Auftreten der Sättigungssackung von der zeitlichen Entwicklung der Grundwasserverhältnisse abhängig ist, kann dieser Setzungsanteil erst in mehreren

Jahrzehnten abgeschlossen sein. Inwiefern der Anteil der Sättigungssackung einen Einfluss auf die im betrachteten Zeitraum von ca. einem Jahr gemessenen Setzungen hatte, konnte nicht genau bestimmt werden. Dieser Aspekt erschwert die Prognose der Setzungen.

Die Berechnung der Dammsituation mithilfe des Programms PLAXIS wurde für jeden Schnitt in drei Varianten durchgeführt. Diese unterscheiden sich durch das verwendete Stoffmodell für das Kippenmaterial (Mohr-Coulomb, Hardening-Soil, Soft-Soil). Die anderen Böden bzw. Modelschichten (Damm, Gewachsenes) wurden in allen Berechnungen im Mohr-Coulomb-Modell belassen, um den Einfluss für den Kippenbaugrund untersuchen zu können. In einem Vergleich mit den bisher eingetretenen Setzungen konnte so die Eignung der verschiedenen Stoffmodelle für eine FEM-Berechnung der Verformungen eines Kippenbaugrundes unter der Belastung eines Verkehrsdammes untersucht werden. Mit dem in dieser Arbeit gewählten Parameteransatz ist mit dem Soft-Soil-Modell die beste Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Setzungsmonitorings erreichbar. Allerdings wird auch erkennbar, dass auf konventionellem Wege ähnliche genaue Setzungsprognosen möglich sind.

In einem letzten Kapitel wurden dann allgemein Maßnahmen zur Beschleunigung oder Reduzierung von Setzungen beschrieben und die Möglichkeit bzw. Zweckmäßigkeit der Anwendung für das konkrete Projekt diskutiert. Aus den vielen Möglichkeiten wurden letztendlich die Überschüttmethode für den gesamten Damm und das vollständige Bodenaustauschverfahren für die Querung der Aschepülfläche ausgewählt. Die Empfehlungen gemäß [1] konnten für das behandelte Fallbeispiel zum Teil nicht bestätigt werden, da z.B. die durch eine Rüttelstopfverdichtung entstehende vertikale Dränierung die ohnehin schon unkontrollierte Aufsättigung durch den Eintrag von Oberflächenwasser unregelmäßig beschleunigen würde. Dies würde die lastunabhängigen Sättigungssetzungen (auch Sackungen genannt) beschleunigen, deren Größe aus Abschätzungen bis zu 50 cm betragen kann. Die so eventuell entstehenden Setzungsunterschiede könnten negative Begleiterscheinungen wie Risse nach sich ziehen. Diesem Risiko versucht man durch konsequente Vermeidung von Wasserwegsamkeiten im Dammbereich aus dem Weg zu gehen.

Während der Bearbeitung dieser Diplomarbeit ist deutlich geworden, dass es im Umgang mit Kippenböden noch Schwierigkeiten gibt, die erweiternden Untersuchungen bedürfen. Dies betrifft beispielsweise die Bestimmung von repräsentativen Steifemoduln. Im Projektbeispiel wurde von den Planern dazu die Korrelationsbeziehung zu vorliegenden Drucksondiererergebnissen $E_s = a \cdot q_s$ mit $a = 1 \dots 3$ genutzt. Dieser Zusammenhang zwischen Steifemodul und Spitzendruck könnte in einer erweiterten Studie näher untersucht werden, um den Ansatz dieses entscheidenden Parameters in der Zukunft zu erleichtern. Dazu

müssen in erster Linie die Erkundungsmethoden angepasst werden. Zur Charakterisierung der teufenabhängigen Materialeigenschaften einer Kippe sind punktförmige Erkundungsmethoden, wie im Projekt angewendet, durchaus geeignet. Dennoch bleiben Unschärfen in der räumlichen Verteilung erhalten. Die räumliche Diskontinuität kann mithilfe geophysikalischer Messtechnik wie Geoelektrik, Gravimetrie und Seismik genauer erkundet werden.

Weitere Erkenntnisse zum Verhalten von Kippenuntergrund könnten durch Langzeitbeobachtung des Dammes nach Fertigstellung des Oberbaus und Inbetriebnahme gewonnen werden. Dazu sollte die Entwicklung der hydrogeologischen Verhältnisse im Zusammenhang mit den Messungen des Dammes untersucht werden.

9 Literaturverzeichnis

- [1] LMBV
„Schlussbericht: Bauen auf Mischbodenkippen des Braunkohlenbergbaus im Mitteldeutschen Revier“
Senftenberg (1999)
- [2] LMBV
“Empfehlungen und Bemessungsgrundlagen für das Bauen auf bindigen Mischbodenkippen der Braunkohletagebaue im Mitteldeutschen Revier”
Berlin/Espenhain/Freiberg/Halle/Karlsruhe/Leipzig/München/Offenbach/Senftenberg (1999)
- [3] Werner Striegler
„Dammbau in Theorie und Praxis“
völlig neu bearbeitete 2. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin (1998)
- [4] Karl Keil
„Der Dammbau – Stau- und Verkehrsdämme“
2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg(1998)
- [5] Gerd Möller
„Geotechnik – Teil 1: Bodenmechanik“
1. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf (1998)
- [6] Hans-Jürgen Lang, Jachen Huder, Peter Amann, Alexander M. Puzrin
„Bodenmechanik und Grundbau – Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte“
8. ergänzte Auflage, Springer, Berlin/Heidelberg/New York (2007)
- [7] Henner Türke
„Statik im Erdbau“
3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin (1999)
- [8] Hans-Henning Schmidt
„Grundlagen der Geotechnik“
2. Auflage, Teubner, Stuttgart/Leipzig/Wiesbaden (2001)

- [9] Arbeitskreis „Berechnungsverfahren“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“ – EVB
 Ernst & Sohn, Berlin (1993)
- [10] Reimar Voss, Rudolf Floss, Karl Brüggemann
„Die Bodenverdichtung im Verkehrswege-, Grund- und Dammbau“
 6., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf (1986)
- [11] K.J. Witt
„Erd- und Grundbau“
 Vorlesungsmitschrift, WS 04/05
- [12] K.J. Witt, D. Rütz, T. Schanz
„Wissensspeicher Geotechnik“
 14. Auflage, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar (2003)
- [13] Tom Schanz
„Bodenmechanik I + II - Vorlesungsunterlagen“
 4. Auflage, Bauhaus-Universität Weimar, WS 2003/2004
- [14] Wolfgang Schnell, Rainer Vahland
„Verfahrenstechnik der Baugrundverbesserung“
 Teubner, Stuttgart (1997)
- [15] Technische Universität Hambur-Harburg
„Bemessen mit Finite-Elemente-Methoden“
 Workshop am 04. Oktober 2007, Hamburg
- [16] Beiträge zur Tagung FEM '98 an der Technischen Universität Darmstadt
„Finite Elemente in der Baupraxis – Modellierung , Berechnung und Konstruktion“
 Ernst & Sohn, Darmstadt (1998)
- [17] Bauforschung Baupraxis
„Bodenmechanische Probleme im Braunkohlentagebau – Teil 1/Teil 2“
 Bauinformation, DDR, Berlin (1988)

- [18] Grimmer, Lempp
„Projektskizze: Auswirkungen des Grundwasseranstiegs auf Bauwerke und Baugrund im ehemaligen Braunkohlenabbaugebiet Bitterfeld/Halle/Leipzig“
 14. Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel 2003
- [19] Daniel Schueler
„Ein stochastischer Ansatz zur Setzungsprognose von Tagebaukippenböden“
 Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar (2002)
- [20] Steffen Stolze
„Variantenuntersuchung zum Bau von Verkehrswegen auf gering tragfähigen Untergrund“
 Diplomarbeit, Universität Kassel (2004)
- [21] Bassem Soumaya
„Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden“
 Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 16 (Februar 2005)
- [22] K. Lesny
„Geotechnik 1 – Festigkeitseigenschaften von Böden“
 Universität Duisburg-Essen, Ausgabe WS 2006/2007
- [23] W. Richwien
„Gründungen“
 Studienunterlagen zur Vorlesung, Universität Essen (März 2004)
- [24] Technische Universität München
„Grundbau und Bodenmechanik“
 Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
- [25] Gerhard Schulz
„Großversuch im Erdbau hinsichtlich Auswirkungen im Keuper“
 ARCADIS-Sonderdruck, Vortrag auf der 12. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Halle/Darmstadt (1999)

- [26] Antje Carstensen
“Zur Prognose der Porenwasserdruck-Entwicklung in Innenkippen des Braunkohlereviers im Mitteldeutschen Raum am Beispiel des Tagebaus Zwenkau”
 Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina (2001)
- [27] Universität Duisburg-Essen
“Stoffgesetze der Bodenmechanik”
 Folien zur Veranstaltung, WS 2006/2007
- [28] Heinz Priebe
“Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen”
 Bautechnik 72 (1995), S. 183-191
- [29] Carsten Koch
“Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Baugrund – Konsolidationsverfahren”
 Berichte der Bundesanstalt für Bauwesen, Straßenbau (2001)
- [30] FGSV
„Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln“
 Ausgabe 2004, FGSV-Verlag, Köln
- [31] A.A. Griffith
„The Phenomenon of Rupture and Flow in Solids“
 Philosophical Transactions the Royal Society of London, Series A, Vol. 221, 163-198
- [32] Plaxis Version 8
Manuals
- [33] Gamal Sherif
“Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten und ihre Auswertung”
 Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik (VGB) der technischen Hochschule Aachen, Heft 57 (1973)

- [34] Keller Grundbau GmbH
„**Soilcrete-Verfahren**“
Prospekt 67-03 D
- [35] Keller Grundbau GmbH
„**Verdichtungsinjektion**“
Prospekt 66-01 D
- [36] Keller Grundbau
„**Tiefenrüttelverfahren**“
Prospekt 10-02 D
- [37] Keller Grundbau
„**Gründung mit tiefer Bodenvermörtelung**“
Infoblatt 32-01i
- [38] Keller Grundbau
„**Baugrundverbesserung mittels Hybridsäulen**“
Infoblatt 39-22i
- [39] Franki Grundbau
„**Ortbetonrüttelsäule, Ortbetonstopfsäule**“
Infoblatt
- [40] Franki Grundbau
„**Dynamische Intensivverdichtung**“
Infoblatt
- [41] Dürrwang, Schulz, Seemann, Johmann
„**Bindemittelstabilisierter Erdbau am Beispiel eines Anschlussdammes der NBS Erfurt – Leipzig/Halle**“
Bautechnik 82 (2005), Heft 9, S.625-631
- [42] Th. Bennewitz
„**Gründung von Verkehrsanlagen auf Tagebaukippen am Beispiel der BAB 38, Südumgehung Leipzig**“
Konferenzbeitrag (2002)

- [43] Sperling, Vogel, TH Leipzig
„Zur Bebauung von Tagebaukippen“
Bauplanung – Bautechnik, 39. Jg., Heft 10 (1985), S. 437-441
- [44] Claus Göbel, Klaus Hähnel
„Setzungsverhalten einer Eisenbahnversuchsstrecke auf einer Tagebaukippe“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988), S. 408-409
- [45] Jürgen Formazin
„Bebauung von Kippen des Braunkohletagebaus“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988), S. 483-486
- [46] Hansjürgen Sachse
„Zum zeitlichen Verlauf von Sackungen nichtbindiger Kippen des Braunkohletagebaus“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988), S. 486-488
- [47] Helmut Martineck
„Baugrundbegutachtung für die Bebauung von Tagebaukippen“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988); S. 489-490
- [48] Hans Sparmann
„Bauwerke auf Kippen des Braunkohletagebaus“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988), S. 491-493
- [49] Andreas Brunner
„Geotechnische Aspekte bei der Errichtung von Brücken auf Tagebaukippen“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 11 (1988), S. 493- 497
- [50] Andreas Brunner, Werner Striegler
„Setzungsverhalten von Brücken auf Tagebaukippen“
Bauplanung – Bautechnik, 42. Jg., Heft 2 (1988), S. 51-54
- [51] Claus Göbel, Fritz Kabus
„Verkehrswege auf Kippen des Braunkohletagebaues“
DDR-Verkehr, 17 (1984) 11; S. 334-339

- [52] Schulz
„**Setzungsprognosen für weiche Böden**“
Bauingenieur, Band 77, September 2002, S. 407-412
- [53] Shen, Hong, Xu
„**Reducing differential settlements of approach embankments**“
Geotechnical Engineering, 160 Issue GE4, S. 215-226

Selbständigkeitserklärung

Ich erkläre, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und nur unter Verwendung der angegebenen Quellen und Hilfsmittel angefertigt habe.

Weimar, den 14.03.08